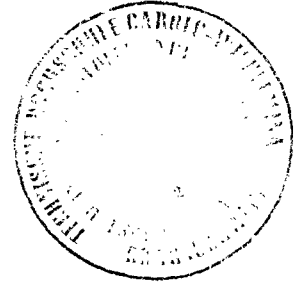


INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU  
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG  
DIREKTOREN: PROF. DR.-ING. K. KORDINA – PROF. DR.-ING. G. REHM

SCHLUSSBERICHT  
über das Forschungsvorhaben



"Untersuchungen über die Traglasten ausmittig  
beanspruchter Stahlbetonwände".

erstattet von

o. Prof. Dr.-Ing. K. Kordina

und

Dipl.-Ing. K.H. Storkebaum

Auftraggeber: Innenministerium des Landes Nordrhein-Westfalen  
Kennziffer: I A6 - 0.221.302(685 2)

Braunschweig, im September 1973

Postsendungen:  
33 Braunschweig, Boethovenstraße 52  
Erfüllungsort und Gerichtsstand Braunschweig

Fernsprecher: (0531) 3912281

Fernfax: (0531) 3912281

Zur Vermeidung von Verzögerungen wird dringend gebeten, Zuschriften nur an das Institut zu richten, nicht aber an einzelne Mitarbeiter.

*DK 624.046 : 69,022 : 69,328*

I N H A L T S A N G A B E

	Seite:
I <u>Überblick</u>	1
1.   Theoretischer Teil	1
2.   Versuch	1
II     Allgemeines	2
III    Theoretische Untersuchungen	3
1.   Lösungsweg und Rechengang	3
2.   Definitionen und Annahmen	6
3.   Rechenprogramm	6
4.   Stand und Ergebnisse der Untersuchungen	7
IV     Versuche	16
1.   Allgemeines	16
2.   Systemabmessungen	16
3.   Bewehrung	17
4.   Beton	17
5.   Messungen	17
6.   Versuchsdurchführung	18
7.   Meßergebnisse	19
V      Zusammenfassung und Ausblick	27
VI     Tabellen, Bilder, Fotos	29

L I T E R A T U R V E R Z E I C H N I S

- [1]     DIN 1045             Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Ausgabe Januar 1972
- [2]     Wiegand, E.            Ein Beitrag zur Baulstabilität von Stahlbetonwänden mit nichtlinear - elastischem Werkstoffgesetz. Dissertation, Darmstadt 1970
- [3]     Jankó, B.                Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stockwerkrahmen aus Stahlbeton, Dissertation, Braunschweig 1972
- [4]     Irle, A. Schäfer, H.    Untersuchung der Gültigkeitsgrenzen des "Ersatzstabverfahrens".... Untersuchungsbericht, Darmstadt 1973
- [5]     Bürgermeister, G.    Stabilitätstheorie, Teile I und II  
Steup, H. und            Berlin 1963  
Kretschmar, H.
- [6]     Livesley, R.K.         Matrix Methods of Structural Analysis. Oxford 1964.
- [7]     Kordina, K.             Bemessung von schlanken Bauteilen - Knicksicherheitsnachweis, Beton-Kalender I, 1973
- [8]     Wiegand, E.             Tafeln zur Traglastermittlung von Stahlbetonwänden. (bisher nicht veröffentlicht) Untersuchungsbericht, Darmstadt 1973
- [9]     Ernst, G.                Inelastic buckling of plain and reinforced concrete columns, plates and shells. University of Nebraska, 1953.  
Hromadik, J. u.  
Riveland, A.
- [10]    Huber, M.T.             Die Theorie der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten, Bauingenieur 1923, Heft 4

## I. Überblick

Die Untersuchungen umfassen:

- 1) den theoretischen Teil, d.h. die Berechnung der Traglasten ausmittig belasteter schlanker Stahlbetonwände nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung der Randbedingungen und des wirklichkeitsnahen Verformungsverhaltens der Werkstoffe Beton und Stahl mit Hilfe eines Systems sich kreuzender Scharen von Stahlbetonstäben, wobei die Drillsteifigkeit nicht berücksichtigt wird.
- 2) Versuche an Wänden mit allseits gelenkiger Lagerung zur Ermittlung der Traglast und zur Untersuchung des Tragverhaltens bis zum Bruch, wobei insbesondere der Einfluß der Schlankheit und der Ausmitte auf die Traglast studiert wurden.

## II. Allgemeines:

Ziel der am 1.4. 1971 begonnenen Arbeiten war die Untersuchung des Tragverhaltens von ausmittig belasteten schlanken Stahlbetonwänden bei wirklichkeitsnaher Berücksichtigung des Werkstoffverhaltens von Beton und Stahl. Bisher werden für Stahlbetonwände in Abhängigkeit von den Lagerungsbedingungen der Ränder ideelle Schlankheiten ausschließlich nach der Elastizitätstheorie ermittelt und an Hand der für Stützen entwickelten Verfahren bemessen. [1] Bis heute ist nur eine theoretische Untersuchung bekannt, die versucht, den tatsächlichen Verhältnissen Rechnung zu tragen. [2]

Hier wurde angestrebt, auf anderem Wege Traglasten zu ermitteln und gleichzeitig Versuchsdaten vorzulegen.

In Anbetracht der bereits investierten hohen Aufwendungen zur Erforschung des Tragverhaltens von ausmittig beanspruchten stabförmigen Stahlbetondruckgliedern erschien es sinnvoll, die vorliegenden Erkenntnisse bei flächenartigen Stahlbetontragwerken mitheranzuziehen. Das Hauptziel der hier durchgeführten Untersuchung war, einige Grundlagen zur Entwicklung praktischer Bemessungshilfen für Stahlbetonwände bereitzustellen.

Es war geplant, das hier vorliegende Problem unter Berücksichtigung der Verformungen nach Theorie II. Ordnung und der Nichtlinearität der Werkstoffe Beton und Stahl mit Hilfe eines Systems sich kreuzender Scharen von Stahlbetonstäben auf iterativem Wege zu lösen. Die Drillsteifigkeit der Stäbe sollte zunächst außer acht gelassen werden, da ihr Einfluß auf die Traglast wegen des starken Abfalls im Zustand II für unwesentlich erachtet wurde. Für ausmittig beanspruchte Druckglieder erstellte Rechenprogramme sollten z.T. übernommen werden, dennoch war ein großer Zeit- und Rechenaufwand zu erwarten.

Es zeigte sich bald, daß der Sprung vom statisch bestimmt gelagerten Standardstab zum hochgradig statisch unbestimmten Stabwerk bei den theoretischen Untersuchungen und der elektronischen Berechnung weit mehr Aufwand erforderte, als ursprünglich vorausgesehen worden war. Von den vorliegenden elektronischen Programmen konnten nur die Unterprogramme zur Ermittlung der Momenten-Krümmungsbeziehungen verwendet werden.

Ursprünglich war vorgesehen, die so gewonnenen Ergebnisse an einigen wenigen Stahlbetonwänden mit allseits gelenkiger Lagerung zu überprüfen. Dabei sollten Einflüsse des Seitenverhältnisses, der Lagerungsbedingungen, der Schlankheit und der Ausmittigkeit des Lastangriffes studiert werden.

Die Wandversuche erwiesen sich wegen der hohen Aufwendungen für die Abstützung der großen Horizontalkräfte, für die Lasteintragung und die gelenkige Lagerung der unbelasteten Ränder als sehr kostspielig. Wegen der geringen zur Verfügung stehenden Mittel mußten Versuche zur Klärung des Einflusses des Seitenverhältnisses und der Lagerungsbedingungen vorläufig zurückgestellt werden.

### III. Theoretische Untersuchungen

#### 1. Lösungsweg und Rechengang

Die Wand wird näherungsweise durch eine Schar sich kreuzender Stahlbetonträger ersetzt, die in den Kopplungspunkten gelenkig miteinander verbunden sind.

Die am belasteten Rand als gleichmäßig verteilt vorausgesetzte Linienbelastung  $p$  wird ersetzt durch Einzellasten  $P$ , wobei  $\sum P = p \cdot b = N$ . Die Breite der Einzelstäbe richtet sich nach der Anzahl der lotrechten bzw. waagerechten Träger. Die Summe der Einzelbreiten ergibt die Gesamtbreite bzw.-höhe.

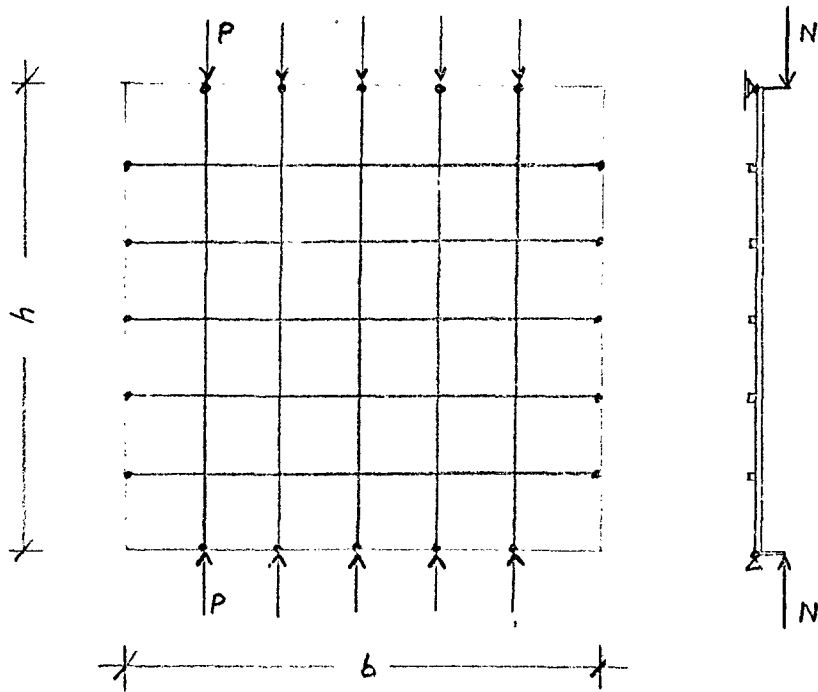


Bild 1

Es wird mit sogenannten "wirksamen Stabsteifigkeiten" gearbeitet, die jeweils für jeden Teilstab als konstant angenommen werden. Sie sind beanspruchungs- und querschnittsabhängig [3], [4]. Die Ermittlung der wirksamen Stabsteifigkeiten einer Laststufe erfolgt mit Hilfe der Momenten-Krümmungsbeziehungen. Da im Stahlbetonbau der Zusammenhang zwischen Moment, Normalkraft und Krümmung nicht linear ist, erfolgt die Bestimmung der Krümmungen in diskreten Punkten der einzelnen Stäbe mit einer numerisch iterativen Prozedur. Die "wirksamen Stabsteifigkeiten" (im folgenden nur Stabsteifigkeiten genannt) beinhalten das Werkstoffverhalten des Stahlbetons, d.h. sie berücksichtigen die Rißbildung sowie das nichtlineare Werkstoffgesetz des Betons. Sie ergeben sich nach Integration über die Stablänge als Quotienten aus der Momenten- und der Krümmungsfläche.

Zur Lösung des Gesamtsystems wird die Deformationsmethode benutzt. Die als konstant vorausgesetzten Stabsteifigkeiten werden in die analytischen Lösungen der Elastizitätstheorie eingesetzt, um schrittweise eine Linearisierung des Problems herbeizuführen. Der Beanspruchungs-Verformungszustand des oben erläuterten Systems läßt sich bei Anwendung der Matrizen-schreibweise [6] wie folgt ausdrücken:

$$p = K \cdot d$$

$p$  = Lastvektor

$K$  = Steifigkeitsmatrix

$d$  = Verformungsvektor

Es wird nun die Tatsache genutzt, daß bei konstanter Last die Steifigkeitsmatrix nur von der Änderung der Stabsteifigkeiten abhängt.

Der Rechengang sei kurz erläutert:

1. Vorgabe einer System-Lastanordnung mit geschätzten Biegesteifigkeiten, i.A. die Steifigkeit der reinen Betonquerschnitte.
2. Aufstellung der Systemsteifigkeitsmatrix  $K$  und Bestimmung des Verformungsvektors  $d$ .
3. Berechnung der inneren Schnittgrößen aus dem Vektor und neue Definition der Steifigkeitsmatrix durch die Stabsteifigkeiten unter Auswertung der Momenten-Krümmungsbeziehungen und Einbeziehung des Beanspruchungszustandes nach Theorie II. Ordnung.
4. Wiederholung der Vorgänge, bis die Stabsteifigkeiten dem Beanspruchungs-Verformungszustand entsprechen und ein Gleichgewichtszustand erreicht ist.



## 2. Definitionen und Annahmen

Die Traglast ist gefunden, wenn

- a) in einem beliebigen Systemquerschnitt eine Randdehnung die festgelegte Grenzdehnung der Baustoffe Beton und Stahl erreicht (Materialversagen).
- b) der Zuwachs der äußeren Beanspruchungen infolge geringer Laststeigerung den des inneren Widerstands übersteigt (Stabilitätsversagen).

Weiterhin liegen folgende Annahmen zugrunde:

- a) Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Beton und Stahl nach der Neufassung der DIN 1045 [1]
- b) Langzeiteinflüsse wurden nicht verfolgt
- c) Querkraftverformungen und Stabverkürzungen infolge Normalkraft bleiben unberücksichtigt.
- d) Die Querrichtung wird als normalkraftfrei vorausgesetzt. Zugspannungen im Beton werden hier im Gegensatz zur Längsrichtung zum Kräftegleichgewicht mit angesetzt. Die Momenten-Krümmungsbeziehung in Querrichtung wird vereinfacht durch eine Parabel 2. Ordnung ersetzt, deren Verlauf nach Ermittlung von Fließ- und Grenzmoment für den Querschnitt festgelegt wird.

## 3. Rechenprogramm

Es wurde ein elektronisches Rechenprogramm auf einer IBM 1130 in der Programmiersprache Fortran IV entwickelt, das bei automatischer Laststeigerung Traglasten für ausmittig belastete Stahlbetonwände unter obigen Voraussetzungen errechnet, wobei folgende Größen variiert werden können:

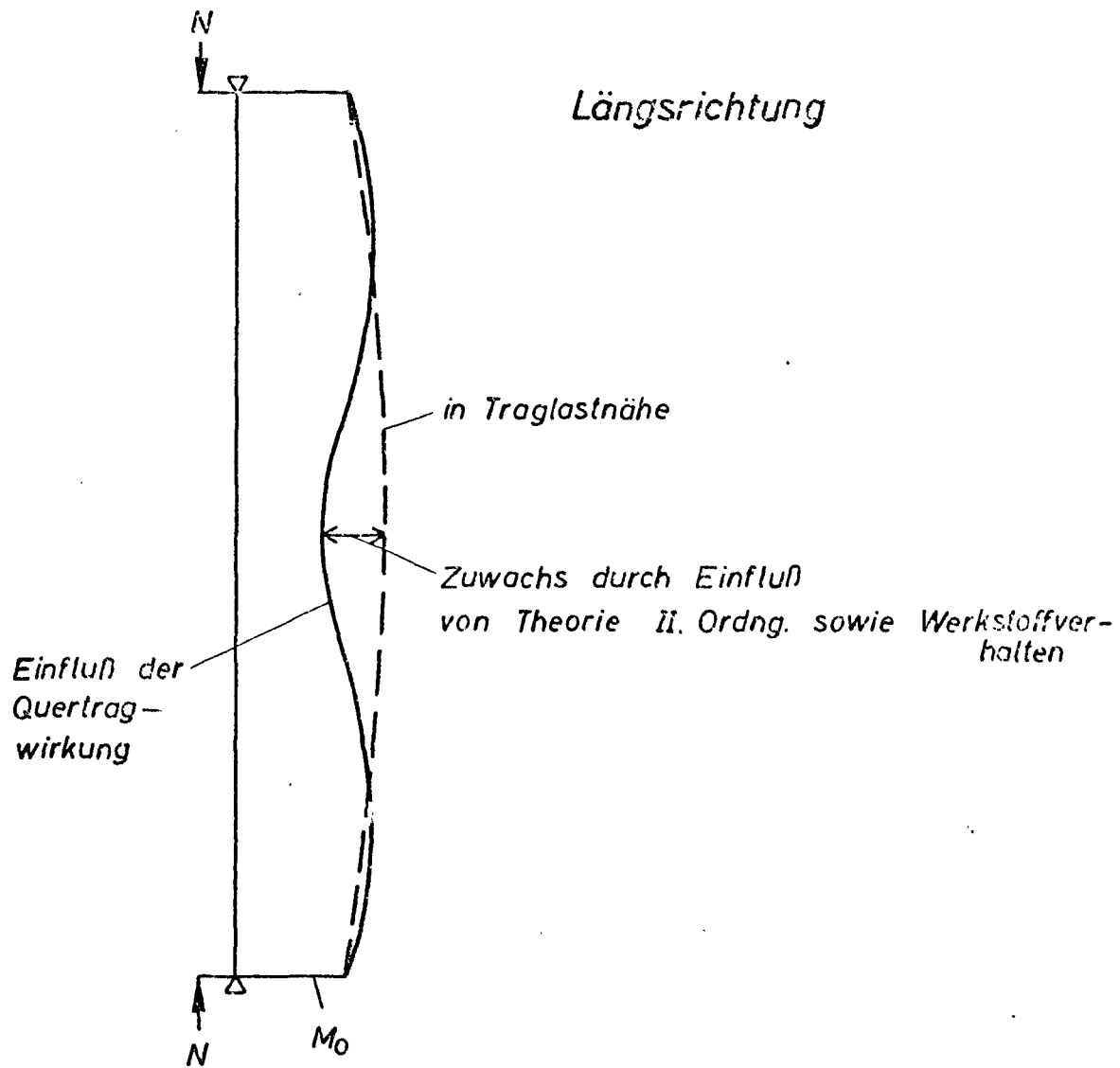
- a) Querschnittswerte (einschließlich unsymmetrisch liegender Bewehrung)
- b) Materialkennwerte
- c) Systemabmessungen
- d) Lagerungsbedingungen
- e) Belastung und Ausmitte

Der wesentliche Vorteil der angewendeten Berechnungsmethode besteht darin, daß man sich zu jeder Laststufe die Verformungen ausdrücken lassen kann. Außerdem kann man anhand der sich ändernden Stabsteifigkeiten das "Aufweichen" des Systems, d.h. den Übergang von Zustand I in den Zustand II, sowie das Wechseln in den Fließbereich gut verfolgen. Gleichzeitig mit den Verformungen erhält man auch den Dehnungs- bzw. Beanspruchungszustand eines jeden Querschnitts. Desgleich lassen sich Momentenumlagerungen gut verfolgen (s. Bild 2). Die Rechnungen sind naturgemäß sehr aufwendig. Bei Unterteilung der Wand in eine größere Zahl von Stäben in den beiden Richtungen kann eine Traglastberechnung je nach gewünschter Genauigkeit auf der oben genannten relativ kleinen Rechenanlage (Speicherkapazität 16 K) mehrere Stunden dauern.

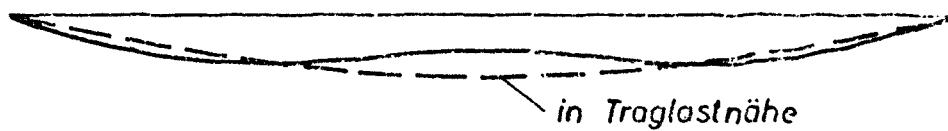
### 3. Stand und Ergebnisse der Untersuchungen

#### a. Allgemeines

Da nur wenig Geldmittel zur Verfügung standen, konnten keine aufwendigen Serienrechnungen mit einer großen Anzahl von Stäben durchgeführt werden. Das Rechenprogramm wurde so weit entwickelt, daß einige Traglasten gerechnet werden konnten, wobei die wichtigsten Parameter variiert wurden. Dazu waren umfangreiche Genauigkeitsuntersuchungen erforderlich. Die Abweichungen der Ergebnisse bei einer Stabeinteilung  $9 \times 9$  Stäbe gegenüber feineren Unterteilungen beträgt  $\sim 1$  bis  $2\%$ . Die Abweichungen bei der Einteilung  $5 \times 5$ , mit der hier aus Zeit- und Kostengründen viel ge-



Querrichtung



Typische Momentenbeanspruchung mit Umlagerungen der drillweichen, allseits gelenkig gelagerten Stahlbetonwand bei Laststeigerung

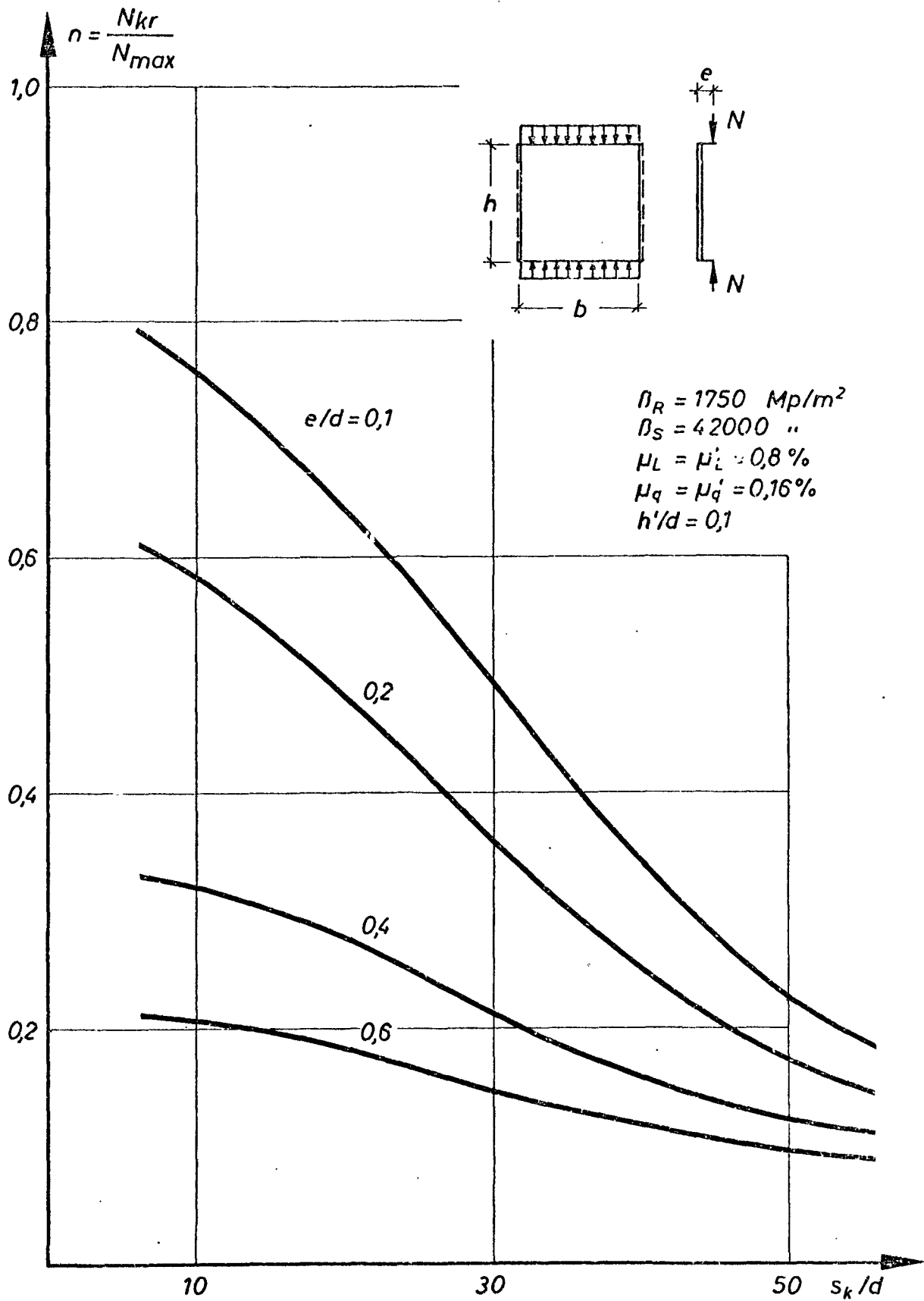
rechnet wurde, beträgt 3 bis 5 %. Aufwendig und mit Konvergenzschwierigkeiten verbunden war das Auffinden einer wirklichkeitsnahen, aber vereinfachten Momenten-Krümmungsbeziehung in Querrichtung. Darüber hinaus wurde das Programm durch Nachrechnung bekannter Stützentraglasten [7] kontrolliert. Die Abweichungen betrugen 1-2 %. Auf größere Serienrechnungen mußte aus finanziellen Gründen verzichtet werden.

#### b) Vergleichsrechnungen

Es wurden für die Schlankheiten  $s_K/d = 10, 30$  und  $50$  bei Variation der bezogenen Ausmitte von  $e/d = 0,1$  bis  $e/d = 0,6$  Traglasten ermittelt (s. Tabelle 1). Trägt man die bezogenen Traglasten  $n = N_{kr}/M_{max}$  über der Schlankheit auf, wobei mit

$$N_{max} = (\beta_R + 2 \cdot \mu_1 \cdot \beta_S) b \cdot d$$

das volle Tragverhalten der lotrechten Wand ohne Schlankheits- und Lastausmitteneinfluß definiert ist, so erhält man ein für den Stahlbetonbau typisches Traglastdiagramm (s. Bild 3). Kennzeichnend ist der starke Abfall der Traglasten im Schlankheitsbereich  $s_K/d = 10$  bis  $s_K/d = 30$ . Die Übereinstimmung mit Traglasten, die in [2] ohne Berücksichtigung der Drillsteifigkeit (Drillsteifigkeitsfaktor  $\omega = 0$ ) ermittelt wurden, ist einigermaßen zufriedenstellend. Ein direkter Vergleich ist allerdings nicht möglich, da in [2], wie damals beim Entwurf der neuen DIN 1045 vorgesehen, unterschiedliche Werte  $\beta_R$  für die Berechnung der Verformungen und Bruchschnittgrößen angesetzt wurden. Die hier ermittelten Traglasten liegen i.a. um 10 bis 15 % niedriger als in [2]. Bei kleinen Schlankheiten und Ausmitten sind die Abweichungen geringer. Die Unterschiede lassen sich z.T. darauf zurückführen, daß



Bezogene Traglasten einer drillweichen Stahlbetonwand

Bild 3

T A B E L L E 1

Traglasten ausmittig belasteter Stahlbetonwände

Ausgangswerte:  $\beta_p = 1750 \text{ Mp/m}^2$

$\beta_s = 42000 \text{ Mp/m}^2$

$\mu_l = 0,8 \%$        $\mu_q = 0,16 \%$       je Seite

$d = 0,15 \text{ m}$  (konstant)

$\alpha = h/b = 1,0$

h	$s_K/d$	e/d	$N_{kr}$ Mp	$n = N_{kr}/N_{max}$
1,50	10	0,1	413	0,758
		0,2	319	0,585
		0,4	173	0,317
		0,6	110	0,202
4,50	30	0,1	794	0,496
		0,2	578	0,353
		0,4	346	0,211
		0,6	238	0,146
7,50	50	0,1	611	0,225
		0,2	464	0,171
		0,4	335	0,123
		0,6	265	0,097

$$N_{max} = (\beta_R + 2 \cdot \mu_l \cdot \beta_s) \cdot b \cdot d$$

$$N_{max} = (1750 + 2 \cdot 0,008 \cdot 42000) \cdot b \cdot d =$$

$$= 2422 \cdot b \cdot d$$

$$s_K/d = 10 \quad N_{max} = 2422 \cdot 0,225 = 545 \text{ Mp}$$

$$= 30 \quad N_{max} = 2422 \cdot 0,675 = 1636 \text{ Mp}$$

$$= 50 \quad N_{max} = 2422 \cdot 1,125 = 2725 \text{ Mp}$$

der in 2 gewählte Sinusansatz für die Verformungen in Zustand II nicht ganz befriedigt; weitere Ursachen sind in der Anwendung der Methode der wirksamen Stabsteifigkeiten zu vermuten.

### c) Versuchsnachrechnungen

Versuchsnachrechnungen zeigten, daß das Rechenmodell des drillweichen Trägerrostes im Vergleich zu den Versuchswerten zu niedrige Traglasten liefert. Die Nachrechnungen der durchgeführten Wandversuche (s. Teil IV) zeigen Abweichungen von etwa 30% zu den im Versuch ermittelten Ergebnissen. Die Nachrechnungen, hier gezeigt am Beispiel der Wand II, machen deutlich, daß der Einfluß der Torsionssteifigkeit auf die Traglast wider Erwarten verhältnismäßig groß ist. Das zeigt auch die Auswertung der Meßwerte, wie weiter unten vorgeführt wird. Man muß aber bedenken, daß nur ein Teil des Unterschieds zwischen rechnerisch und im Versuch ermittelten Traglasten auf die Vernachlässigung der Drillsteifigkeit zurückzuführen ist. Bei der rechnerischen Ermittlung der Traglast wird als Kriterium das Versagen eines Stabes bzw. Stabquerschnitts angesehen. Die Versuchswand aber zieht als Flächentragwerk in einem solchen Fall noch Reserven in den nächstliegenden Querschnitten heran und versagt erst, wenn größere, zusammengehörige Bereiche den Grenzzustand erreicht haben.

Infolge der geringen Abmessungen der Versuchswände müßten zur Vermeidung numerischer Schwierigkeiten für die Versuchsnachrechnung die Querschnittswerte auf das dreifache vergrößert werden:

Ausgangswerte:

$$\begin{aligned} \text{Schlankheit} \quad s_K/d &= 30 \\ \text{bezogene Ausmitte} \quad e/d &= 0,4 \\ \beta_p &= 240 \text{ kp/cm}^2 \quad \text{für den Beton} \end{aligned}$$

$\beta_s = 7900 \text{ kp/cm}^2$  für den Stahl

Längsbewehrung  $\mu_1 = 0,56 \%$

Querbewehrung  $\mu_q = 0,14 \%$

	Abmessungen	$N_{kr} \text{ (Mp)}$	$N_{max} \text{ (Mp)}$	$n = N_{kr}/N_{max}$
Versuch	1,50x1,50x0,05	78	247	0,316
Versuchsnachrechnung	4,50x4,50x0,15	472,5	2220	0,213
nach [2] ( $\omega=0$ )	4,50x4,50x0,15	483	2220	0,217

Vergleicht man die Last-Durchbiegungsbeziehungen von Wand II, einmal im Versuch ermittelt, das andere Mal als drillweiche Wand gerechnet, so wird deutlich, daß letztere Annahme auch für Näherungslösungen zu ungünstige Werte liefert.

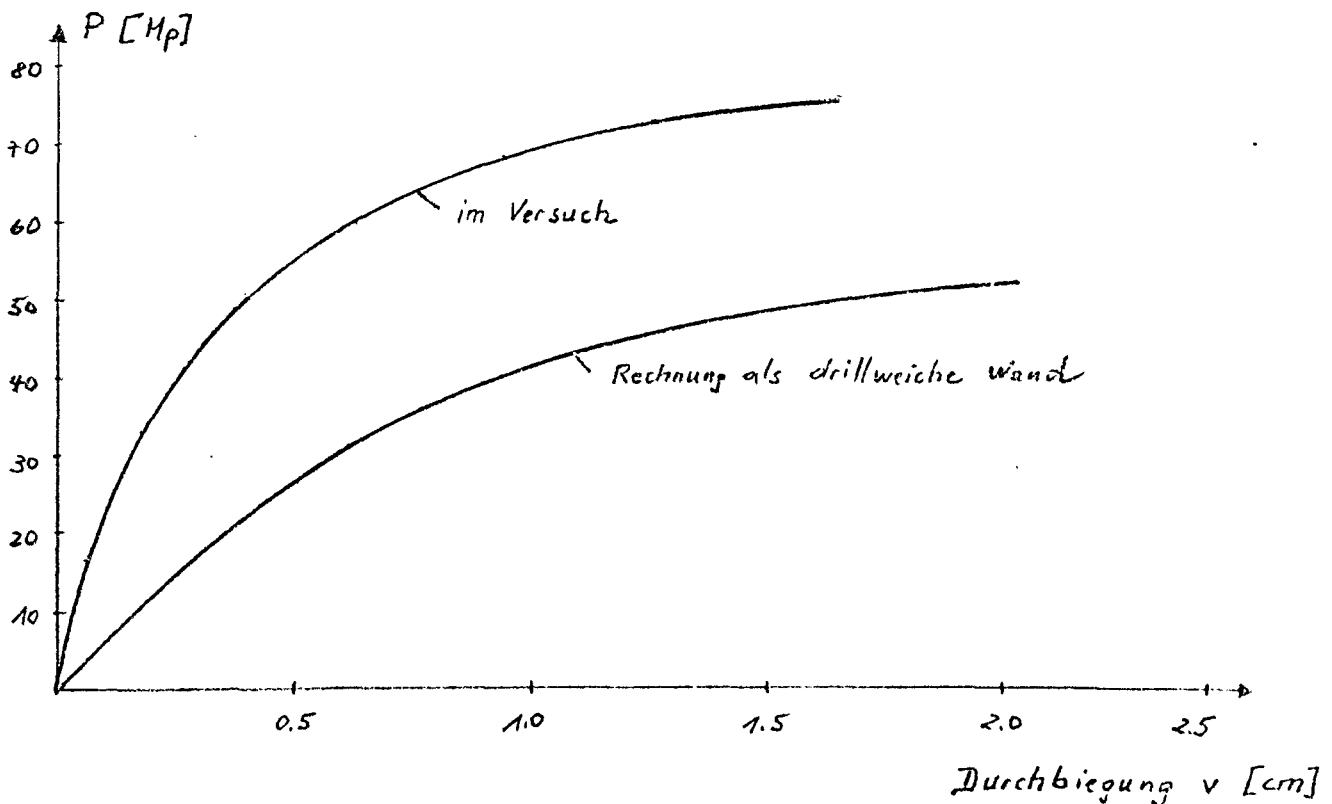


Bild 4



Weitere Nachrechnungen bei Wand I bestätigen die bei Wand II gewonnenen Ergebnisse.

d) Einfluß von Seiten- und Lagerungsverhältnis

Diese Untersuchungen sind relativ unabhängig von der Drillsteifigkeit. Bezeichnet man mit  $\alpha$  das Verhältnis Höhe zu Breite

$$\alpha = h/b$$

so wurden Vergleichsrechnungen für  $\alpha = 1,0$  bis  $\alpha = 5,0$  durchgeführt. Die Traglasten wurden mit folgenden Daten ermittelt:

$$s_K/d = 15 \quad e/d = 0,3$$

$$\beta_R = 2125 \text{ Mp/m}^2 \quad \beta_S = 42000 \text{ Mp/m}^2$$

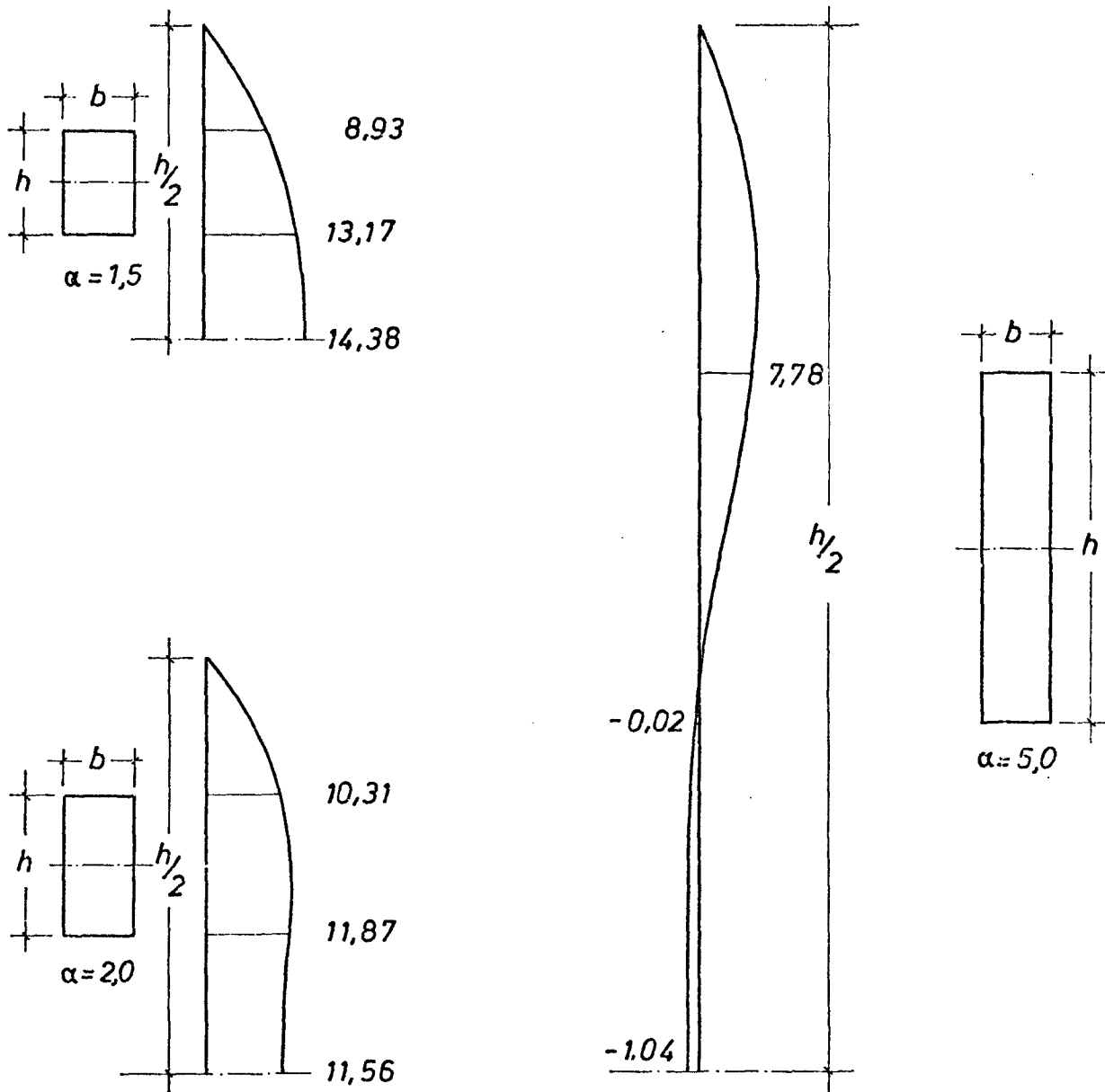
$$\text{Längsrichtung } \mu_l = 1,0 \% \text{ je Seite}$$

$$\text{Querrichtung } \mu_q = 0,5 \% \quad " \quad "$$

allseits gelenkige Lagerung

$\alpha = h/b$	1,0	1,5	2,0	5,0
Traglast [Mp]	846	801	970	965

Die Verformungen zeigen, daß der Übergang vom einwelligen Verformungszustand in den mehrwelligen zwischen den Verhältnissen  $\alpha = 1,5$  und  $2,0$  liegt. Zur Verdeutlichung werden die Verformungen der letzten Gleichgewichtszustände für die Verhältnisse  $\alpha = 1,5; 2,0$  und  $5,0$  wiedergegeben. Die niedrigste Traglast liefert der einwellige Verformungszustand mit den größten Verformungen durch Versagen der Querrichtung. Schon bei  $\alpha = 2,0$  werden die Verformungen wesentlich geringer. Die Traglast liegt um  $\sim 15\%$  höher als beim Verhältnis  $\alpha = 1,0$ . Das Versagen tritt hier durch Überschreiten der Grenzstauchungen des Betons in Längsrichtung ein. Im allgemeinen läßt sich die Tragfähigkeit bei Wänden mit  $\alpha$ -Werten  $> 1,0$  einigermaßen zutreffend an Ergebnissen mit  $\alpha = 1,0$  abschätzen.



Verformungen von ausmittig belasteten Stahlbetonwänden bei veränderlichem Seitenverhältnis  $\alpha = h/b$  im letzten errechneten Gleichgewichtszustand [mm]

Der Einfluß einer biegesteifen (elastischen) Einspannung der unbelasteten Ränder auf die Traglast scheint beträchtlich zu sein. Eine Vergleichsrechnung mit dem Seitenverhältnis  $\alpha = 1,0$  und sonstigen Verhältnissen wie oben angegeben brachte eine Traglaststeigerung von 846 Mp auf 967 Mp, das sind  $\sim 15$  %. Diese Ergebnisse müßten durch weitere Serienrechnungen bestätigt werden.

#### e) Einfluß der Bewehrung

Bei allen Rechnungen zeigte sich deutlich, daß vor allem das Verhältnis Längs- zu Querbewehrung einen maßgeblichen Einfluß auf die Höhe der Traglast hat. Je stärker die Querbewehrung ist, desto höher liegt die Traglast. Als Beispiel wird die Traglast einer Wand mit oben genannten Daten für  $\alpha = 1,0$  einmal für  $\mu_{\text{quer}} = 0,5$  %, das andere Mal für  $\mu_{\text{quer}} = 0,2$  % bei gleichbleibendem  $\mu_{\text{längs}}$  von 1,0 % berechnet.

$$\text{Querbewehrung } \mu_q = 0,2 \% \quad N_{kr} = 719,5 \text{ Mp}$$

$$\text{Querbewehrung } \mu_q = 0,5 \% \quad N_{kr} = 846,0 \text{ "}$$

Das bedeutet eine Traglaststeigerung von 17,6 %. Gegenüber der bisher üblichen Querbewehrung, die 1/5 der Längsbewehrung beträgt, erscheint es in Bezug auf die Traglast sinnvoll zu sein, diesen Wert auf 1/3 oder 1/2 zu erhöhen.

## IV . Versuche

### 1. Allgemeines

In den Jahren 1971 und 1972 wurden am hiesigen Institut 6 Kurzzeitversuche an Stahlbetonwänden gefahren. Die in einer Stahlhilfskonstruktion stehenden, an allen vier Rändern gelenkig gelagerten Wände waren beidseitig kreuzweise bewehrt und standen unter ausmittiger, lotrechter Belastung. (s. Bild 6 und Fotos im Anhang). Die Last wurde als Linienlast über die ganze Wandbreite aufgebracht. Die Laststeigerung bis zum Versagen wurde stufenweise vorgenommen, wobei maximal 17 und minimal 8 Stufen gefahren wurden. Der Lastzuwachs wurde bis auf Wand I und II mit steigender Belastung geringer gewählt, um auch in Traglastnähe noch Meßwerte zu erhalten. Als Prüfmaschine stand eine 600 - Mp- Presse zur Verfügung. Die Abmessungen und der Bewehrungsprozentsatz wurden so gewählt, daß

- a) der Versuchsaufwand wegen der geringen zur Verfügung stehenden Mittel nicht zu groß wurde und
- b) schon vorhandene theoretische Ergebnisse überprüft werden konnten.

Das Ziel der Untersuchungen war die Ermittlung der Traglasten. Gleichzeitig sollte das allgemeine Tragverhalten bis zum Bruch unter Beachtung des Rißbildes während der einzelnen Laststufen verfolgt werden. Zur Analyse des Beanspruchungszustandes wurden ebenfalls Längenänderungen und Verformungen in dem Umfang gemessen, der vom Aufwand her gerechtfertigt erschien.

### 2. Systemabmessungen

Infolge der geringen Anzahl der Versuche wurde die Breite und Höhe bei allen 6 Wänden mit 1,50 m konstant gehalten. Mit den Wandstärken von 0,05 m bei Wand I bis IV und 0,075 bei den Wänden V und VI ergaben sich Schlankheiten von  $s_K/d=30$  bzw. 20.

### 3. Bewehrung

Die Wanddicke von 5 cm erlaubt noch gerade eine beidseitige Längs- und Querbewehrung. Bei den Wänden I bis IV wurden Baustahlgewebe Lagermatten N 141 mit Stabdurchmesser 3 mm (siehe Bild 10), bei den Wänden V und VI wurden Baustahlgewebe Listmatten (längs  $\varnothing$  5 mm, quer  $\varnothing$  4 mm) verwendet.

Wand I bis IV:  $\mu$  längs = 0,56 % je Seite  
 $\mu$  quer = 0,14 % " "

Wand V und VI:  $\mu$  längs = 0,52 % je Seite  
 $\mu$  quer = 0,11 % " "

Damit verhalten sich die Bewehrungsgrade der Längs-zur Quer-richtung wie 4:1 bzw. 5:1; das sind bei Wänden übliche Werte. In [2] werden theoretisch ermittelte Traglasten für die Bewehrungsprozentsätze  $\mu$  längs = 0,8 und 0,4 sowie  $\mu$  quer = 0,16 und 0,08 angegeben, so daß gute Vergleichsmöglichkeiten bestehen.

### 4. Beton

Es wurde einheitlich ein Bn 250 verwendet. Wegen der geringen Abmessungen wurde die maximale Korngröße der Zuschlagstoffe auf 15 mm festgelegt. Die betontechnologischen Daten wurden festgehalten; sie werden in diesem Bericht jedoch nicht alle wiedergegeben. Die für die vorliegende Untersuchung interessierenden Werte sind in Tabelle 2 enthalten. Dazu gehören die Würfel-, die Biegezug-, die Spaltzug- und die Prismenfestigkeiten. Die Wände wurden liegend, unter Anwendung des Rüttelbrettes betoniert und bis zum Versuchstag feucht gehalten. Das Betonalter am Versuchstag lag zwischen 28 und 39 Tagen.

### 5. Messungen

Während der Versuchsdurchführung wurden folgende Werte gemessen (s. Bild 12 - 15):

- a) Durchbiegungen senkrecht zur Wand an den horizontalen und vertikalen Mittellinien an maximal 11 Punkten mit Hilfe von Meßuhren.

- b) Endtangenteenneigungen an 2 Punkten auf der vertikalen Mittellinie
- c) Dehnungen bzw. Stauchungen an der Betonoberfläche an maximal 56 (minimal 44) Punkten mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen. Meßwertaufnahme durch eine Vielstellendigitalanlage.
- d) Dehnungen bzw. Stauchungen an der Betonoberfläche mit Setzdehnungsmessern.
- e) Dehnungen bzw. Stauchungen an den Bewehrungsstäben an 2 Punkten mit Setzdehnungsmessern.

## 6. Versuchsdurchführung

Bei den Wandversuchen handelt es sich um Kurzzeitversuche. Der Lastzuwachs der jeweiligen Stufe wurde innerhalb einer Minute aufgebracht, und nach einer weiteren Minute wurden die Meßwerte abgelesen. Die Handmessungen, das Ablesen der Uhren sowie das Kennzeichnen der Risse nahm je Laststufe etwa 8 bis 12 Minuten in Anspruch, so daß jeweils nach etwa 3 Stunden die Bruchlast erreicht war. Versuchsaufbau und Rißbilder wurden durch Fotos festgehalten (siehe Anhang). Der Zeitpunkt des Bruches war im allgemeinen durch Beobachtung des Rißbildes vorauszusagen. Einen weiteren Anhalt gab der Verlauf der Last-Verschiebungs-Beziehung z.B. im Wandmittelpunkt.

Bei Wand I und II wurde die Last vom oberen Presenhaupt über IPB-Träger, zwei Stahlplatten mit zwischenliegendem Halbrund und einer besonders bewehrten voutenartigen Verstärkung in die Wand eingetragen (siehe Bilder 7 und 10). Diese einfache Lösung war nicht befriedigend, da die Last z.Teil ungleichmäßig eingetragen wurde. Bei Wand III bis VI wurde deshalb die Last über statisch bestimmt (auf Rollen) gelagerte IPB-Träger eingeleitet (siehe Bilder 8 und 9). Wand I und II dienten gleichzeitig als Testversuche, insbesondere bezüglich Lasteintragung, Lagerungsverhältnisse, Bewehrungsführung und Meßvorrichtung. Die bei diesen Wänden durchgehende Stahlbetonvouten wurden bei den späteren Versuchen durch 1 cm starke Fugen unterbrochen, um die Steifigkeitsverhältnisse an den Rändern der Wand nicht willkürlich zu beeinflussen (siehe Bild 11).

Die Stirnflächen im Bereich der Vouten erhielten eine Zusatzbewehrung, da sich die Risse infolge Kerbwirkung, wie bei Versuch I und II zu sehen war, bei den höheren Laststufen dort konzentrierten.

Die gelenkige Lagerung der unbelasteten, lotrechten Ränder war nicht ganz zufriedenstellend. Sie basiert auf amerikanischen Versuchsberichten über mittig gedrückte Wandscheiben [9]. Die gewählten offenen Profile (siehe Bild 10), die wegen der Stahlbetonvouten der belasteten Ränder nicht über die volle Höhe durchgehen konnten, erwiesen sich als zu nachgiebig, wie die Durchbiegungen im Horizontalschnitt zeigten. Des weiteren sind Reibungseinflüsse bei einfachen Lösungen dieser Art nicht ganz zu vermeiden; das hat eine abgeminderte Beanspruchung der unteren Wandhälfte zur Folge. Abschließend ist zur Versuchsdurchführung zu sagen, daß nicht bis zum völligen Kollaps gefahren wurde, um Schäden an den Meßgeräten zu vermeiden.

#### 7. Meßergebnisse

Von der Vielzahl der Messungen werden hier folgende wiedergegeben:

- a) Rißlasten, Bruchlasten
- b) Durchbiegungen
- c) Endtangentenverdrehungen
- d) Last-Verschiebungs-Beziehungen
- e) Längenänderungen        -    in waagerechter Richtung  
                                      in lotrechter Richtung  
                                      in Diagonalrichtung
- f) spezielle Werte und Vergleichsmessungen

#### Zu a) Rißlasten, Bruchlasten

Unter Rißlast soll hier die Last verstanden werden, unter der der erste größere sichtbare Riß beobachtet wurde. Die Rißentwicklung kann anhand der beigelegten Fotos studiert werden.

Als Bruchlast wird diejenige Last bezeichnet, unter der die Wand im Versuch versagt. Aus Tabelle 7 sind die Anzahl der Laststufen, die Belastung in  $M_p$  und der %-Anteil der Bruchlast für alle Wände zu entnehmen.

Zum Rißverlauf ist zu sagen, daß im allgemeinen zunächst lotrechte Risse im mittleren Drittel der Wand auftraten. Darauf stellten sich Diagonalrisse in Richtung zu den vier Ecken ein. Bei sehr hohen Laststufen traten bei einigen Versuchen auch Risse auf, besonders in den Bereichen, in denen die Wand später versagte. Je größer die planmäßige Ausmitte, desto mehr verlagerten sich diese waagerechten Risse zur Wandmitte. Bei kleinen Ausmitten fehlen die waagerechten Risse bis zum Druckversagen ganz.

Wie sich schon bei den theoretischen Untersuchungen zeigte, wird zunächst die schwächere Querrichtung (weniger Bewehrung, keine Überdrückung) stark beansprucht und reißt auf. Mit steigender Last und anwachsenden Verformungen werden die steiferen Eckbereiche mit herangezogen. Nach dem Aufreißen in diesen Bereichen verlagert sich die Beanspruchung ganz in die überdrückte Längsrichtung. Dort kommt es dann zum Bruch.



In der folgenden Tabelle sind in Abhängigkeit von der Schlankheit und der bezogenen Ausmitte die Reiß-, Bruch- und Traglasten enthalten:

Tabelle 3:

Wand	$s_K / d$	$e/d$	Reißlast (Mp)	Bruchlast (Mp)	Traglast (Mp) (Mp/m)	
I	30	0,8	18	54	52	34,7
III	30	0,6	36	64	62	41,3
II	30	0,4	35	80	78	52,0
IV	30	0,2	56	140	140	93,3
V	20	0,6	54	85	85	56,7
VI	20	0,3	90	177	176	117,2

Um den Einfluß von Schlankheit und Ausmitt zu verdeutlichen, werden die Traglasten unter Berücksichtigung der Stahleinlagen auf eine einheitliche Prismenfestigkeit  $\beta_p = 250 \text{ kp/cm}^2$  bezogen.

$$\begin{aligned} N_{\max} &= (\beta_p + 2 \cdot \mu_s \cdot \beta_g) b \cdot d \\ &= (2500 + 2 \cdot 0,0056 \cdot 79500) \cdot 0,075 = 254,2 \text{ (Wibis IV)} \\ &= (2500 + 2 \cdot 0,0052 \cdot 54600) \cdot 0,1125 = 345,3 \text{ (WVbis VI)} \end{aligned}$$

Tabelle 4:

Wand	$N_{kr}$ (Mp)	$N_{kr}/N_{\max}$	$n_{kr}$ (Mp/m)	$\sigma_{kr}$ (kp/cm <sup>2</sup> )
I	43,7	0,179	29,1	58,2
III	64,9	0,255	43,3	86,7
II	80,4	0,316	53,6	107,2
IV	131,1	0,515	87,4	175,0
V	96,7	0,280	64,4	85,9
VI	183,6	0,532	122,3	163,0

Einfluß der Drillsteifigkeit: Wie schon bei den theoretischen Untersuchungen festgestellt, ist der Einfluß der Drillsteifigkeit auf die Traglasten relativ groß. In [2] wird zur Berechnung der Drillsteifigkeit eine Beziehung verwendet, die Huber [10] für isotrope Platten entwickelt, deren Anwendung er aber auch für orthotrope Platten vorgeschlagen hat.

$$\text{Drill} = \sqrt{K_x \cdot K_y}$$

Danach berechnet sich die Drillsteifigkeit als geometrisches Mittel der Biegesteifigkeiten in Längs- und Querrichtung.

In Ermangelung der schon von Huber geforderten Überprüfung dieses Ansatzes im Versuch wird in [2] ein Korrekturfaktor hinzugefügt, dessen Wert etwa zwischen 0,5 und 1,5 liegen kann.

$$\text{Drill} = \omega \cdot \sqrt{K_x \cdot K_y}.$$

Es soll nun festgestellt werden, wie groß dieser Faktor bei den Versuchswänden ist, wobei nochmals bemerkt wird, daß außer der Drillsteifigkeit noch andere Einflüsse hier von Bedeutung sind (siehe Anmerkung im Teil III, Abschn.4.c)

Die Traglasten in [2] sind auf den Maximalwert  $N_{\max}$  bezogen:

$$N_{\max} = (0,7 \cdot B_n + 2 \cdot \mu_y \cdot \beta_s) \cdot b \cdot d$$

Für die Versuchswände betragen diese Werte:

Wand:	I	II	III	IV	V	VI	.
$N_{\max}$ :	301	247	243	272	304	331	(Mp)

In [2] liegen nun Abminderungsfaktoren  $N/N_{\max}$  zur Ermittlung der Traglasten vor, einmal ohne Berücksichtigung der Drillsteifigkeit ( $\omega = 0$ ), das andere Mal mit einer geschätzten Drillsteifigkeit ( $\omega = 1$ ). Interpoliert man die Abminderungsfaktoren linear für die im Versuch vorliegenden Bewehrungsprozentsätze, so erhält man die rechnerischen Traglasten  $N_{\text{Rechng}}$ . Daraus können für die Versuchswände die Korrekturfaktoren bestimmt werden.

T A B E L L E 5

Wand-Nr.		$s_K/d$	$e/d$	$N_{\text{Rechg.}}$ Mp	$N_{\text{Vers.}}$ Mp	$\omega_{\text{Vers.}}$
I	0,0 1,0	30	0,8	31,1 55,8	52,0	0,84
III	0,0 1,0	30	0,6	35,5 68,5	62,0	0,80
II	0,0 1,0	30	0,4	53,6 104,7	78,0	0,48
IV	0,0 1,0	30	0,2	102,2 173,6	140,0	0,53
V	0,0 1,0	20	0,6	55,0 83,3	85,0	1,06
VI	0,0 1,0	20	0,3	128,0 169,2	176,0	1,17

b) Durchbiegungen

Bei Wand I und II wurden die Durchbiegungen in insgesamt 7 Punkten, bei den übrigen Wänden in insgesamt 11 Punkten gemessen, (s. Bild 14 und 15). Die gelenkige seitliche Lagerung war zu nachgiebig. Das zeigen die gemessenen Durchbiegungen in den Punkten 5 und 7 bei Wand I und II sowie in den Punkten 5 und 11 bei Wand III bis IV, vergl. Bild 16-27; die gemessenen Durchbiegungen in den Wandmittelpunkten sind daher etwa um diese Werte zu groß. Besonders auffällig wird das in den Horizontalschnitten von Wand V und VI.

Die maximale Durchbiegung tritt erwartungsgemäß bei W I mit der größten planmäßigen Ausmitte  $e/d = 0,8$  mit  $V = 2,3$  cm auf. Die Durchbiegungswerte erreichen bei den letzten gemessenen Laststufen  $\sim$  den 4- bis 8-fachen, bei Wand I sogar den 16-fachen Wert der Größen, die beim 1. Riss auftreten. Bei genügend feiner Laststeigerung erhält man bei großen Ausmitten im Last-Verschiebungsdiagramm einen ausgeprägten Bereich im Zustand II, gekennzeichnet durch den fast horizontalen Funktionsverlauf, der bei  $e/d = 0,8$  und  $e/d = 0,6$  besonders zum Ausdruck kommt. (s. Bild 28 und 29). Die Durchbiegungen wachsen bei nur geringer Laststeigerung erheblich. Wand IV ( $e/d = 0,2$ ) zeigt demgegenüber keinen ausgeprägten Bereich im Zustand II, d.h. fast linearer Verlauf der Lastverschiebungsbeziehung bis zur drittletzten Laststufe.

T A B E L L E 6

Wand-Nr.	$e/d$	$s_K/d$	letzte gemessene Durchbiegung in cm	geschätzte Durchbiegung bei Traglast in cm
I	0,8	30	2,28	2,80
III	0,6	30	1,50	2,20
II	0,4	30	1,01	1,80
IV	0,2	30	0,90	1,25
V	0,6	20	1,55	1,75
VI	0,3	20	1,05	1,20

c) Last-Verschiebungsbeziehungen

Es werden die Funktionen in den Wandmittelpunkten wiedergegeben (s. Bild 28 - 30). An Hand der Durchbiegungen lassen sich diese Beziehungen auch an anderen Punkten herleiten. Sie zeigen bei steigender Last klar den Einfluß von Ausmitte und Schlankheit auf die Verformungen. Der Funktionsverlauf bei den Wänden I, III und V deutet auf ein Stabilitätsver-

sagen hin. Die folgenden gemessenen Längenänderungen zeigen, inwieweit die einzelnen Querschnitte-hier die Wandmittelpunkte - beansprucht sind. Ein typisches Materialversagen bei kleiner Ausmitte zeigt Wand IV.

d) Endtangentialverdrehungen

Die Übereinstimmung mit den Durchbiegungen ist größtenteils gut. Beim Vergleich der oberen und unteren Werte jeder Wand ergeben sich erst in den letzten Laststufen größere Unterschiede (s. Bild 31-36). Messungen an den seitlichen Rändern wären sehr aufwendig geworden, so daß auf sie verzichtet wurde.

e) Längenänderungen

Die Dehnungen und Stauchungen, größtenteils auch nur Dehnungen genannt, wurden in max. 3 Richtungen während der einzelnen Laststufen gemessen (s. Bild 37 - 58). Die mit Dehnungsmeßstreifen (DMS) gemessenen Betonzugdehnungen geben natürlich nur im Zustand I ein rel. genaues Bild, sind aber trotz Rißbildung auch z.T. im Zustand II gut verwendbar.

Dehnungen in waagerechter Richtung (s. Bild 37 - 42)

Die gemessenen Randdehnungen lassen überwiegend Biegung mit Achszug erkennen. Die gemessenen Randstauchungen sind i.a. sehr gering. Größere Dehnungen treten i.d.R. erst in den letzten Laststufen auf. Die 5 %-Grenze wird nur bei den Wänden III, V und VI erreicht, aber auch nur in wenigen Punkten. Oft ändert sich das Beanspruchungsbild eines Querschnitts im Laufe des Versuchs infolge einer Krümmungsumkehr.

Dehnungen in lotrechter Richtung (s. Bild 43 - 53)

In lotrechter Richtung lassen die Dehnungen deutlich die Beanspruchung Biegung mit Achsdruck erkennen. Bei den großen Ausmitten ( $c/d = 0,8$  bzw.  $0,6$ ) überwiegt die Biegung.

Hier kommt die Bewehrung zunächst in den obenliegenden Meßpunkten 4/5, später 2/3, 1 sowie 6 ins Fließen, während der Beton trotz hoher Stauchungen nicht versagt. Bei den kleinen Ausmitten liegt reines Druckversagen des Betons vor. Die Dehnungen der Zugseite bleiben hier unter + 2‰.

#### Dehnungen in diagonalen Richtung (s. Bild 54 - 58)

Die Diagonalrichtungen zeigen geringere Dehnungen als erwartet. Die Werte der Zugseite bleiben i.a. unter + 2‰, die der Druckseite unter -1,5 ‰. Die Beanspruchung ist in den Querschnitten, die näher zur Wandmitte liegen, am größten. Berechnet man im ungerissenen Zustand die Hauptdehnungen und deren Richtungen, so sind i.a. nur kleine Winkelabweichungen von der Lotrechten zu ermitteln.

#### f) Spezielle Werte und Vergleichsmessungen

Zur Kontrolle der mit Dehnmeßstreifen ermittelten Werte wurden in einigen Punkten auch Handmessungen mit Setzdehnungsmessern vorgenommen. Die Übereinstimmung ist i.a. gut. Als Beispiel werden Vergleichsmessungen im Pkt. 1 der Wände I und VI wiedergegeben (s. Bild 59 und 60). Bei Wand VI ist ein größeres Anwachsen der Dehnungen bei der Gesamtlast von 80 Mp zu erkennen. Die zugehörige Dehnung von 0,13 ‰ ergibt mit dem ermittelten Elastizitätsmodul von  $E = 279\,000 \text{ kp/cm}^2$  eine Biegezugfestigkeit von  $279\,000 \cdot 0,00013 = 36,2 \text{ kp/cm}^2$ . Das entspricht dem mit 3 Probekörpern ermittelten Wert von  $\sigma_{BZ} = 38 \text{ kp/cm}^2$ . Die Betonstauchungen in lotrechter Richtung in Pkt. 23, hier gezeigt an Wand V und VI (s. Bild 61) zeigen eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit der rechnerischen Spannungs-Dehnungsverteilung.

## V. Zusammenfassung und Ausblick

Zur näherungsweise Berechnung von Traglasten ausmittig beanspruchter Stahlbetonwände nach Theorie II. Ordnung unter wirklichkeitsnaher Berücksichtigung des Verformungsverhaltens von Stahlbeton wird ein drillweicher Trägerrost nach der Deformationsmethode unter Verwendung von wirksamen Stabsteifigkeiten untersucht. Die Lösung erfolgt iterativ mit Hilfe eines elektronischen Rechenautomaten. Der große Vorteil dieser Lösungsart besteht darin, daß in jeder beliebigen Laststufe neben dem Dehnungszustand auch der Verformungszustand angegeben werden kann. Es ist möglich, bei den einzelnen Laststufen Momenten- und Steifigkeitsumlagerungen zu verfolgen.

Gleichzeitig werden sechs, etwa im Modellmaßstab 1:2,5 durchgeführte Kurzzeitversuche an ausmittig belasteten, allseits gelenkig gelagerten schlanken Stahlbetonwänden beschrieben. Wegen der geringen zur Verfügung stehenden Mittel konnten im Versuch nur die Ausmitte und in geringerem Maße die Schlankheit variiert werden. Die Versuche geben einen guten Einblick in das Trag- und Verformungsverhalten dieser Wände. Sehr aufschlußreich sind die wiedergegebenen Last-Verschiebungs-Beziehungen, die Rißbilder und die zugehörigen Dehnungszustände zu den einzelnen Laststufen. Die Gewährleistung einer eindeutigen Lasteintragung unter Berücksichtigung der vorgegebenen Lagerungsbedingungen aller Ränder machen die Versuche sehr aufwendig.

Die hier mitgeteilten Ergebnisse der theoretischen Untersuchungen, die an drillweichen Systemen vorgenommen wurden, zeigten annehmbare Übereinstimmung mit vergleichbaren Werten in [2]. Die ermittelten Traglasten liegen jedoch vor allem bei größeren Schlankheiten und Ausmitten etwas niedriger. Im Bereich der Schlankheiten  $s_K/d = 10$  bis  $s_K/d = 30$  ist ein deutlicher Abfall der Tragfähigkeit festzustellen. Die Untersuchungen haben gezeigt, daß die Querbewehrung einen maßgeblichen

Einfluß auf die Höhe der Traglasten hat. Je größer Schlankheit und Ausmitte, desto mehr muß für eine ausreichend vorhandene Querbewehrung gesorgt werden. Das sonst übliche Verhältnis der Quer-zur Längsbewehrung von 1:5 sollte für ausmittig beanspruchte, schlanke Stahlbetonwände auf 1:3, besser 1:2 erhöht werden.

Es hat sich bei der Nachrechnung herausgestellt, daß der drill-weiße Trägerrost im Vergleich zu den Versuchsergebnissen zu niedrige Traglasten liefert. Dieses Forschungsvorhaben sollte daher insoweit ergänzt werden, als die Torsionssteifigkeit in die Untersuchungen mit einbezogen wird. Das elektronische Rechenprogramm wurde so allgemein aufgebaut, daß dies ohne allzu großen Aufwand möglich ist. Der Vorschlag in [8], Traglasten mit einem konstanten Drillsteifigkeitsbeiwert  $\omega = 0,6$  zu ermitteln, kann nur als grobe Näherung angesehen werden, da dieser Faktor, wie die Versuche zeigen, relativ stark von der Schlankheit und der Ausmitte abhängt.

Zur wirklichkeitsnahen Berücksichtigung dieser Einflüsse ist die Klärung der Beziehung zwischen Torsionsmoment und Verdrehung ( $M_d$  und  $\vartheta$ ) im gerissenen Zustand bei veränderlicher Normalkraft erforderlich. Es könnten dann - entsprechend den mit Hilfe der Momenten-Krümmungs-Beziehungen gefundenen wirksamen Stabsteifigkeiten - für die Stäbe des als Ersatzsystem verwendeten Trägerrostes wirksame Drillsteifigkeiten  $G \cdot J_D$  gefunden werden. Dieser Weg läßt auf eine praxisgerechtere Lösung hoffen als dies in [2] gelungen ist. Des weiteren müßten zutreffendere - dem Tragverhalten eines Flächentragwerks besser angepaßte - Versagenskriterien definiert werden, da die Tragfähigkeit einer Wand beim Versagen eines kleinen Teilbereichs naturgemäß noch nicht erschöpft ist. Ein Ergänzungsantrag auf Bewilligung einer Sachbeihilfe zur abschließenden Klärung dieser Fragen wurde dem Innenministerium des Landes Nordrhein-Westfalen im April dieses Jahres eingereicht.



Wand Nr.	1	2	3	4	5	6
Betongüte (Soll) B <sub>h</sub>	250	250	250	250	250	250
Würfelfestigk. W <sub>Vers</sub> K <sub>g</sub> /cm <sup>2</sup>	342	286	286	319	242	312
Prismenfestigk. P <sub>Vers</sub> K <sub>g</sub> /cm <sup>2</sup>	315	240	235	273	213	237
Biegezugfestk. K <sub>g</sub> /cm <sup>2</sup>	45	39	34	38	31	38
Spaltzugfestk. K <sub>g</sub> /cm <sup>2</sup>	30	22	17	24	15	15
E-Modul K <sub>g</sub> /cm <sup>2</sup>	267000	251000	252000	265000	269000	279000
Versuchsalter Tage	36	39	28	31	29	31
σ <sub>s</sub> Längs K <sub>g</sub> /cm <sup>2</sup>	7950	7950	7950	7950	5460	5460
σ <sub>s</sub> quer K <sub>g</sub> /cm <sup>2</sup>	7950	7950	7950	7950	6640	6640
Längsbewehrung je Seite ‰	0,56	0,56	0,56	0,56	0,52	0,52
Querbewehrung je Seite ‰	0,14	0,14	0,14	0,14	0,11	0,11
Höhe [m]	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Breite [m]	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Stärke [m]	0,050	0,050	0,050	0,050	0,075	0,075

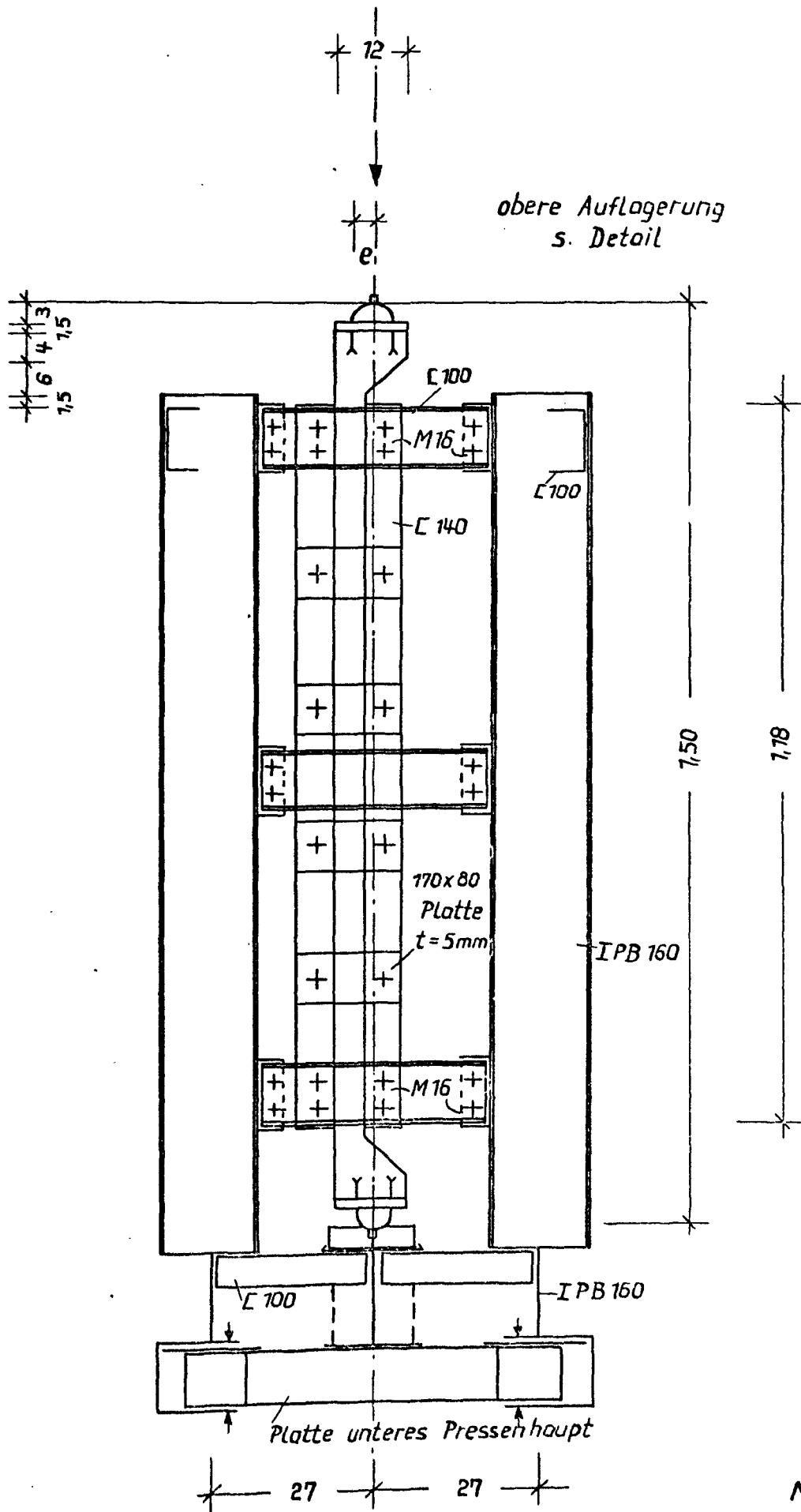
Tabelle 2

Laststufe	Wand I		Wand II		Wand III		Wand IV		Wand V		Wand VI	
	Last [Mp]	% der Bruchlast	Last [Mp]	% der Bruchlast	Last [Mp]	% der Bruchlast	Last [Mp]	% der Bruchlast	Last [Mp]	% der Bruchlast	Last [Mp]	% der Bruchlast
1	3	5.6	10	12.5	8	12.5	16	11.4	0.5	0.6	5	2.8
2	6	11.1	20	25.0	16	25.0	32	22.9	16	18.8	30	17.0
3	9	16.7	30	37.5	24	37.5	48	34.3	32	37.6	60	33.9
4	12	22.2	40	50.0	32	50.0	64	45.7	48	56.5	80	45.2
5	15	27.8	50	62.5	40	62.5	80	57.1	60	70.5	100	56.5
6	18	33.3	60	75.0	48	75.0	96	68.5	68	80.0	115	65.0
7	21	38.9	70	87.5	56	87.5	112	80.0	72	84.7	130	73.4
8	24	44.4	80	100.0	60	93.7	124	88.5	76	89.5	140	79.0
9	27	50.0			64	100.0	136	97.1	80	94.1	150	84.7
10	30	55.5					140	100.0	83	97.6	157.5	89.0
11	33	61.1							85	100.0	162.5	91.8
12	36	66.6									167.5	94.6
13	39	72.2									172.5	97.5
14	42	77.8									175.5	99.2
15	45	83.3									177.0	100.0
16	48	88.9										
17	51	94.4										
18	54	100.0										

Tabelle 7

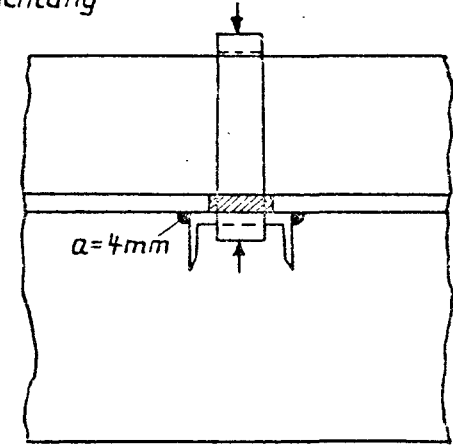
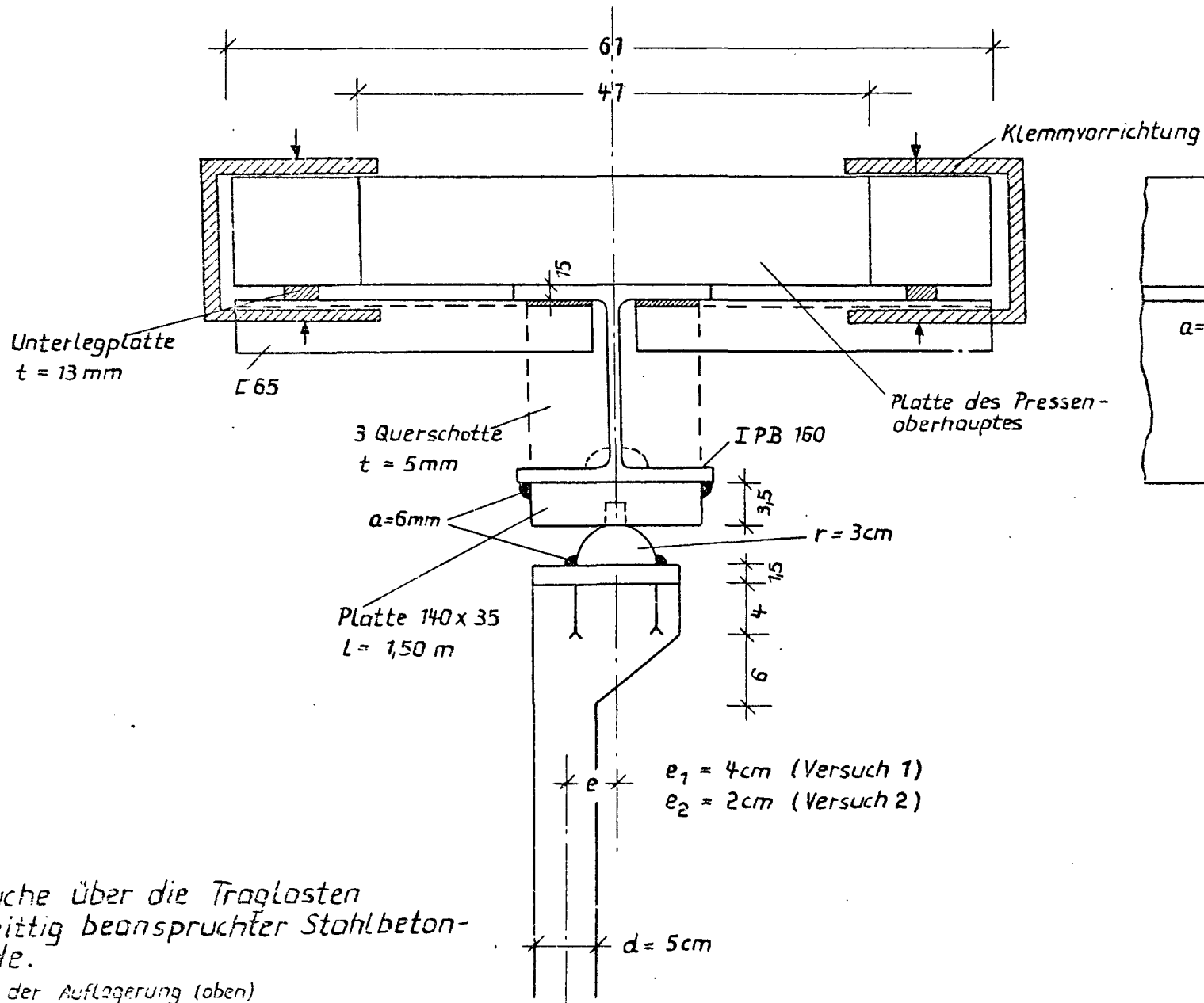
Laststufen, Lasten u. %-Anteile der Bruchlast

# Versuche über die Traglasten ausmittig beanspruchter Stahlbetonwände



M 1:10

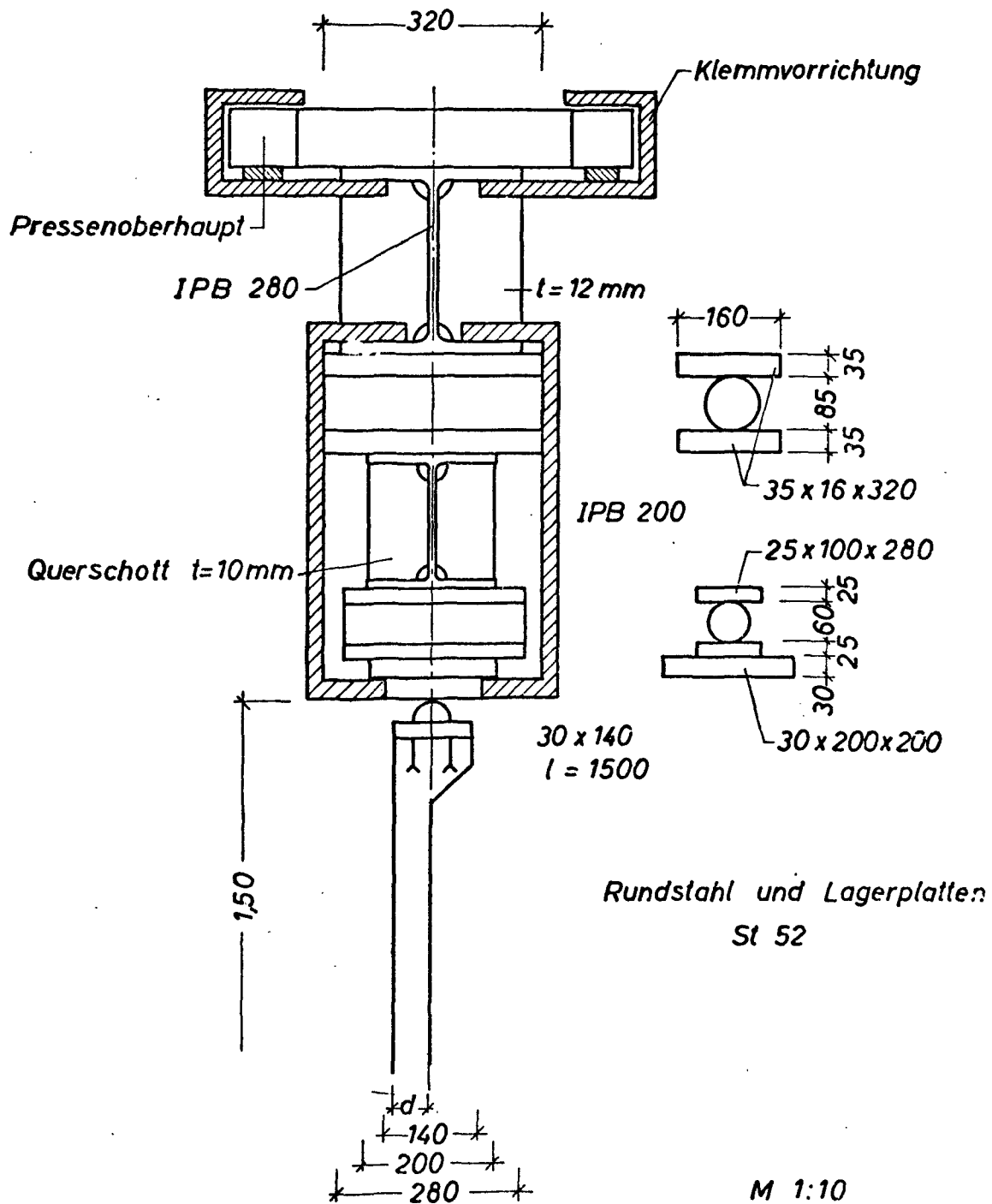
Bild 6



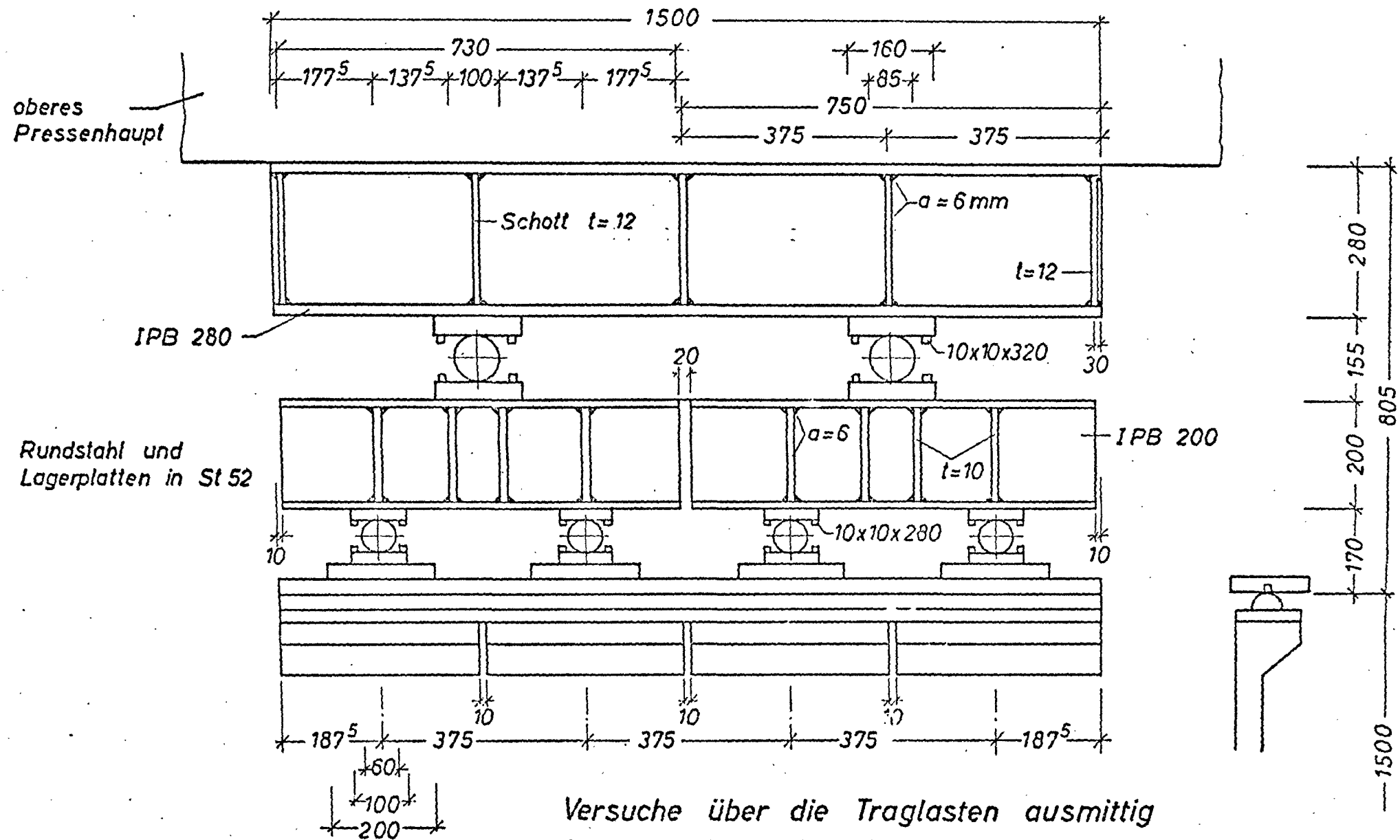
Versuche über die Traglasten  
ausmittig beanspruchter Stahlbeton-  
wände.  
Detail der Auflagerung (oben)

M 1:5

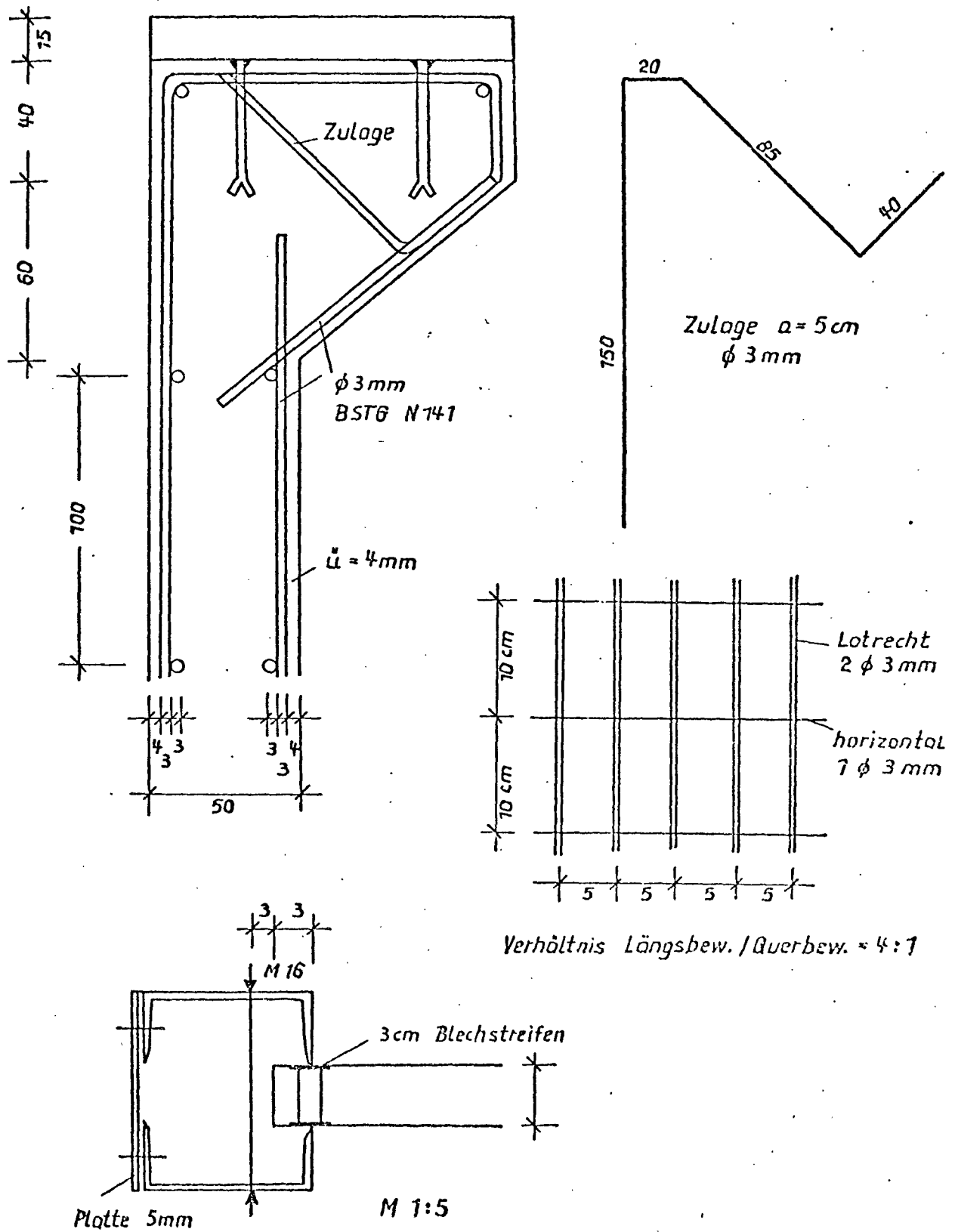
# Versuche über die Traglasten ausmittig beanspruchter Stahlbetonwände



Detail der Auflagerung (oben) Wand 3 bis 6



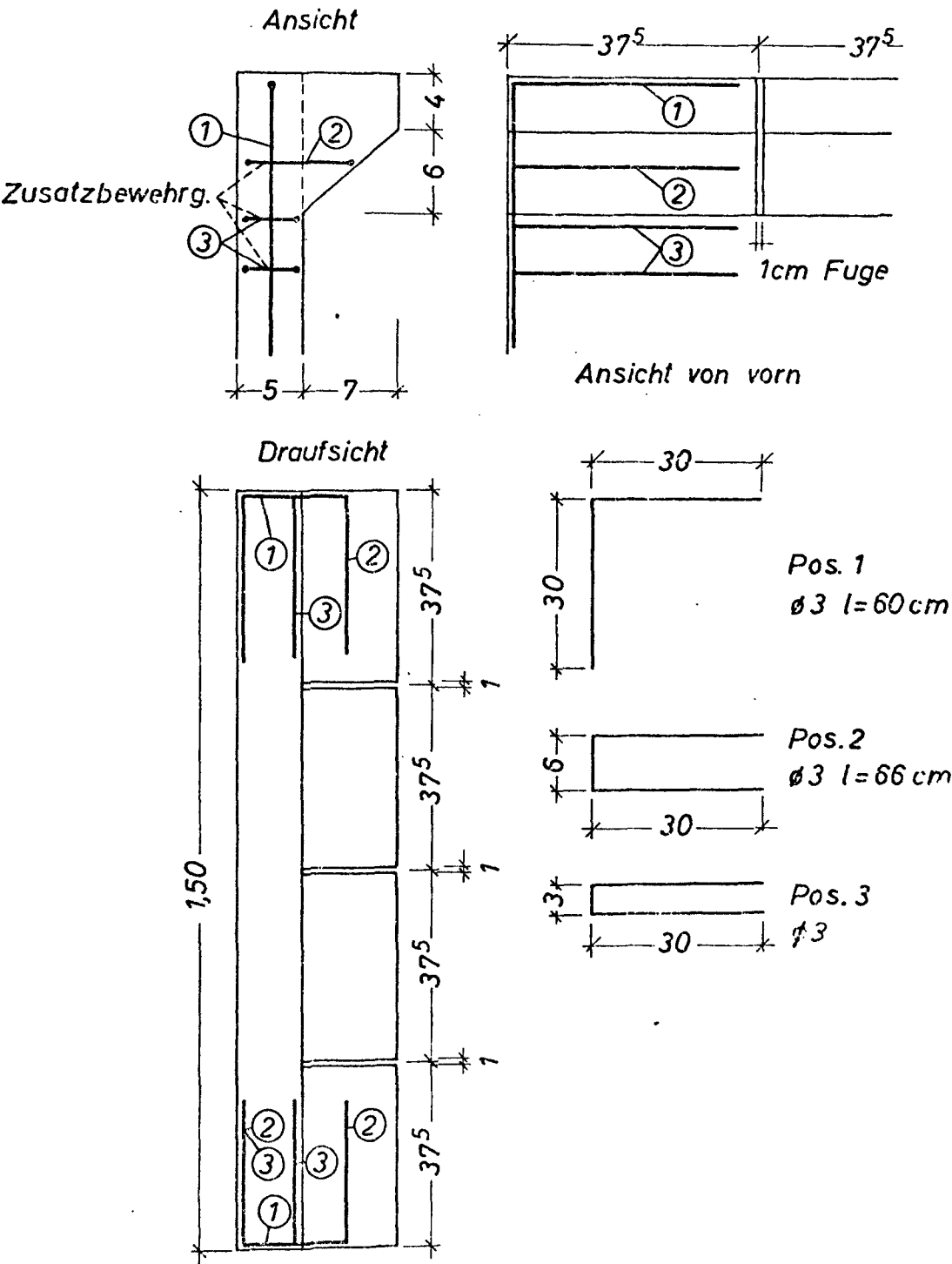
# Versuche über die Traglasten ausmittig beanspruchter Stahlbetonwände



M 1:2

Bild 10

Versuche über die Traglasten ausmittig beanspruchter Stahlbetonwände



Zusatzbewehrung und Fugen im Wulst bei Wand 3 bis 6

Bild 11



# Meßstellenplan für ausmittig belaste Stahlbetonwand

I) Messung der Verformungen des Betonrandes

Meßwertaufnehmer: Dehnungsmeßstreifen (DMS)

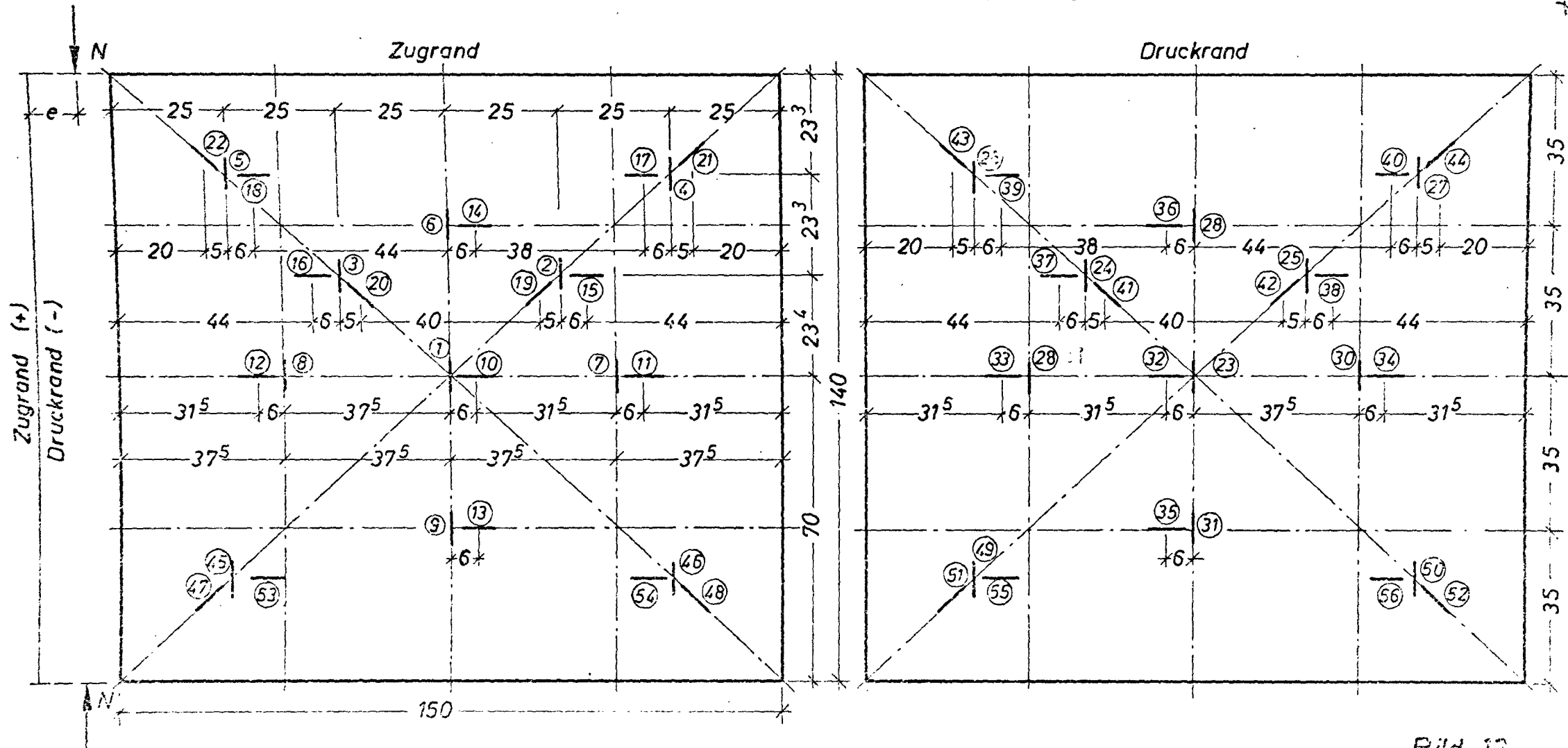
LP 21, Typ 60/120,  $k = 2,12$

Meßanlage: Vielstellen - Digitalanlage, Meßstellen

1÷44 bei Wand 1 und 2

1÷52 bei Wand 3,4 und 5

1÷56 bei Wand 6



## 33

33

33

33

33

33



## Meßstellenplan für ausmittig belastete Stahlbetonwand

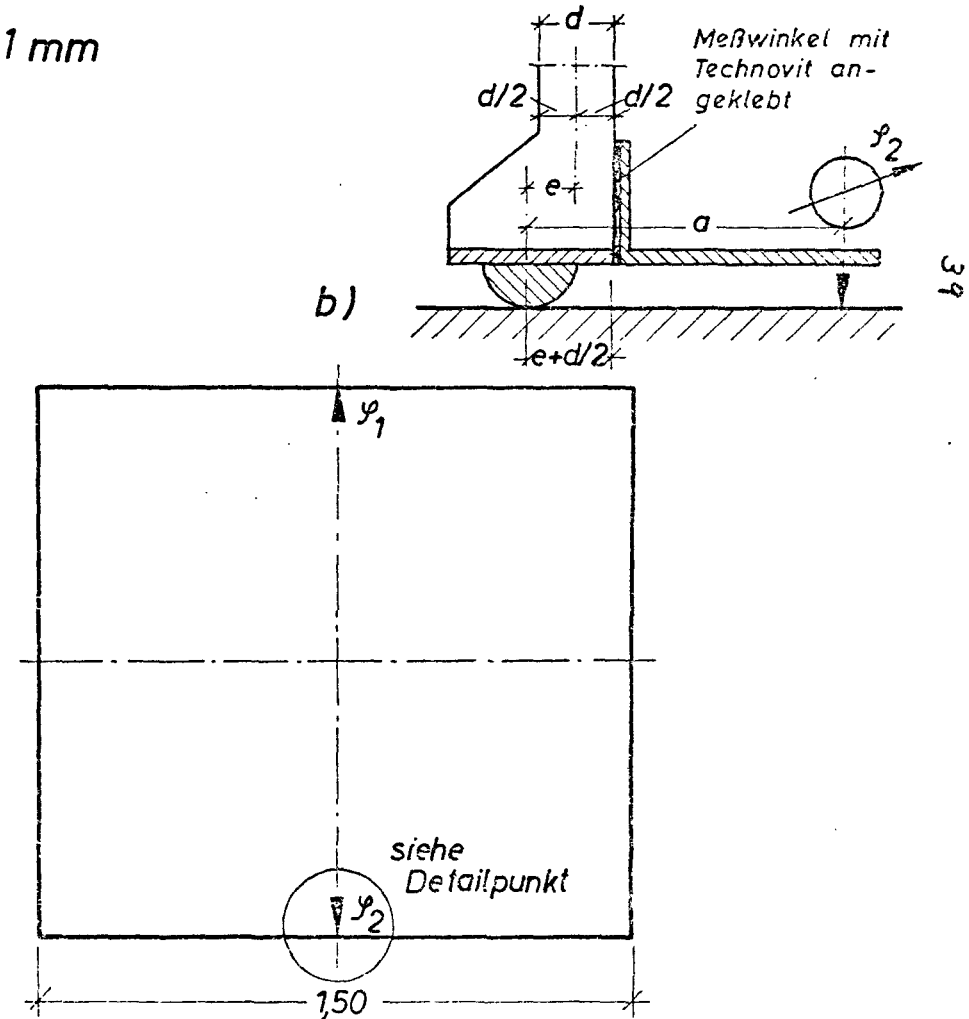
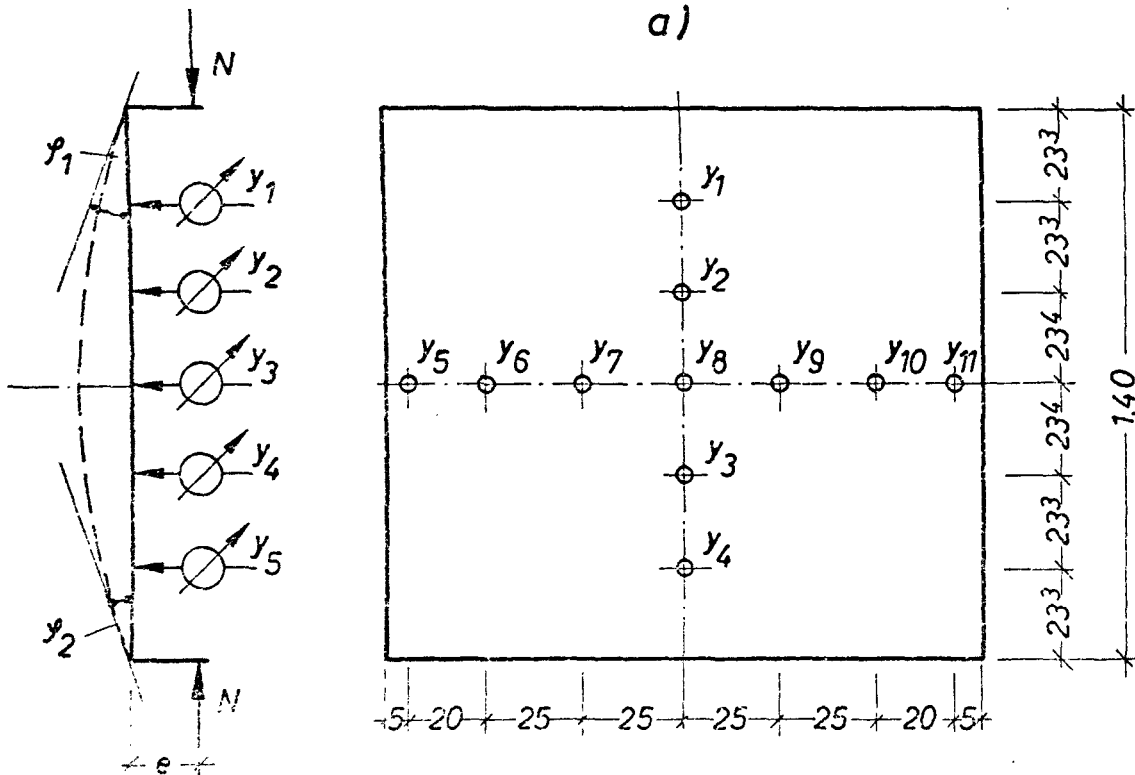
### III) Messung der räumlichen Verformung

a, Durchbiegungen: 11 Werte bei Wand 3, 4, 5 und 6 (Wand 1 und 2 siehe nächste Seite)

b, Endtangentenneigung

Meßwertaufnehmer: Meßuhren

Bauart: Käfer, Meßweg 50 mm;  $\Delta 1$  Skalenteil  $\hat{=}$  0,01 mm



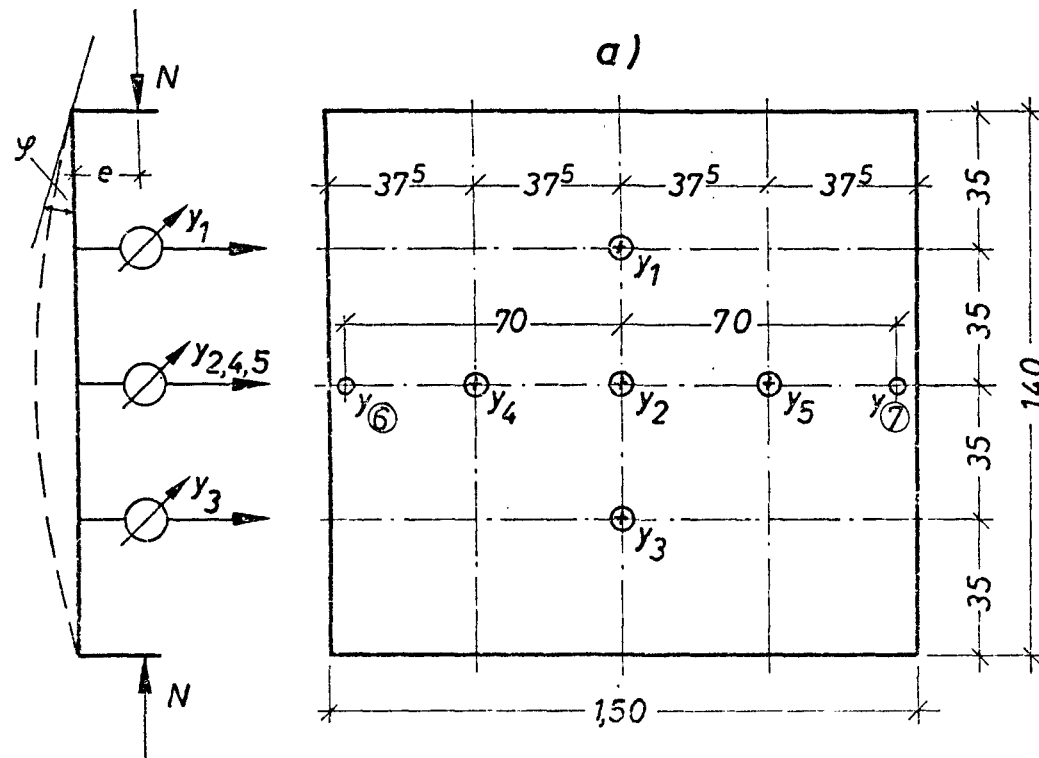
Meßstellenplan für ausmittig belastete Stahlbetonwand

III) Messung der räumlichen Verformung der Stb-Wand

a, Durchbiegungen: 7 Werte bei Wand 1 und 2

Meßwertaufnehmer : Meßuhren

Bauart : Käfer ; Meßweg 50mm;  $\Delta 1$  Skalenteil  $\hat{=} 0,01m$



# Gemessene Durchbiegungen im Vertikalschnitt

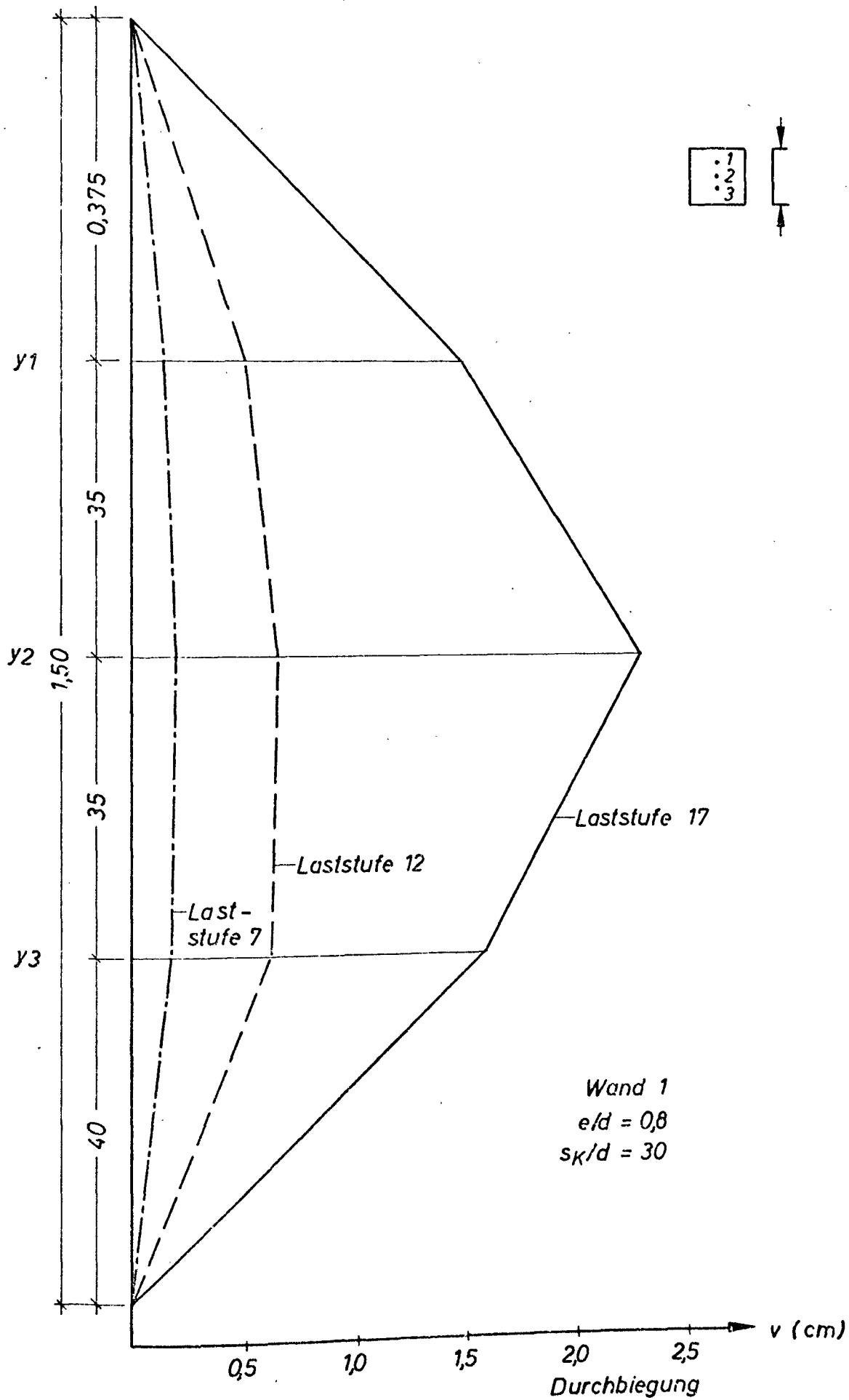


Bild 16

Gemessene Durchbiegungen im Vertikalschnitt

Laststufe 3: Kurz vor dem 1. sichtbaren Riß

Laststufe 7: Kurz vor der letzten Stufe

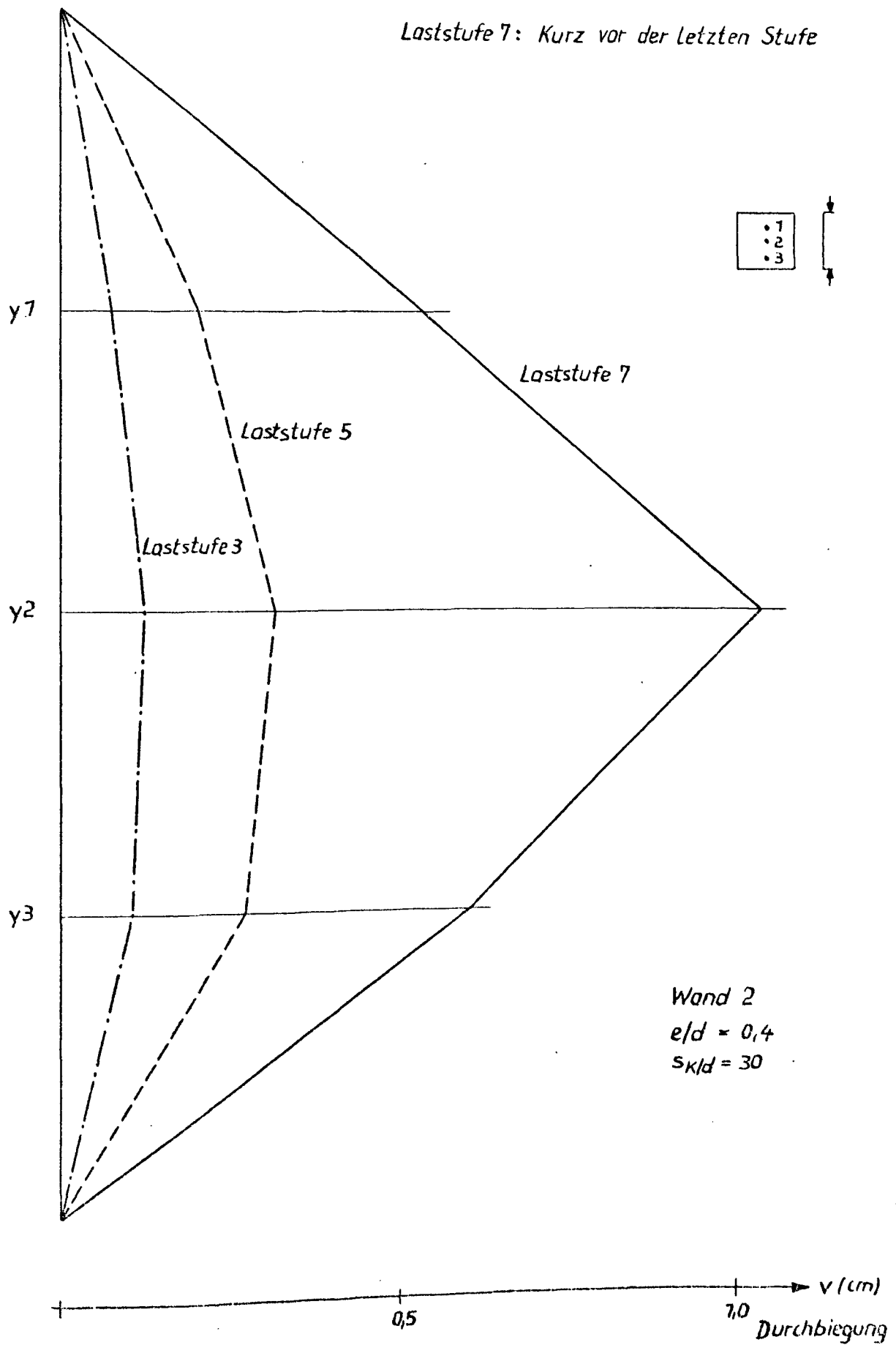
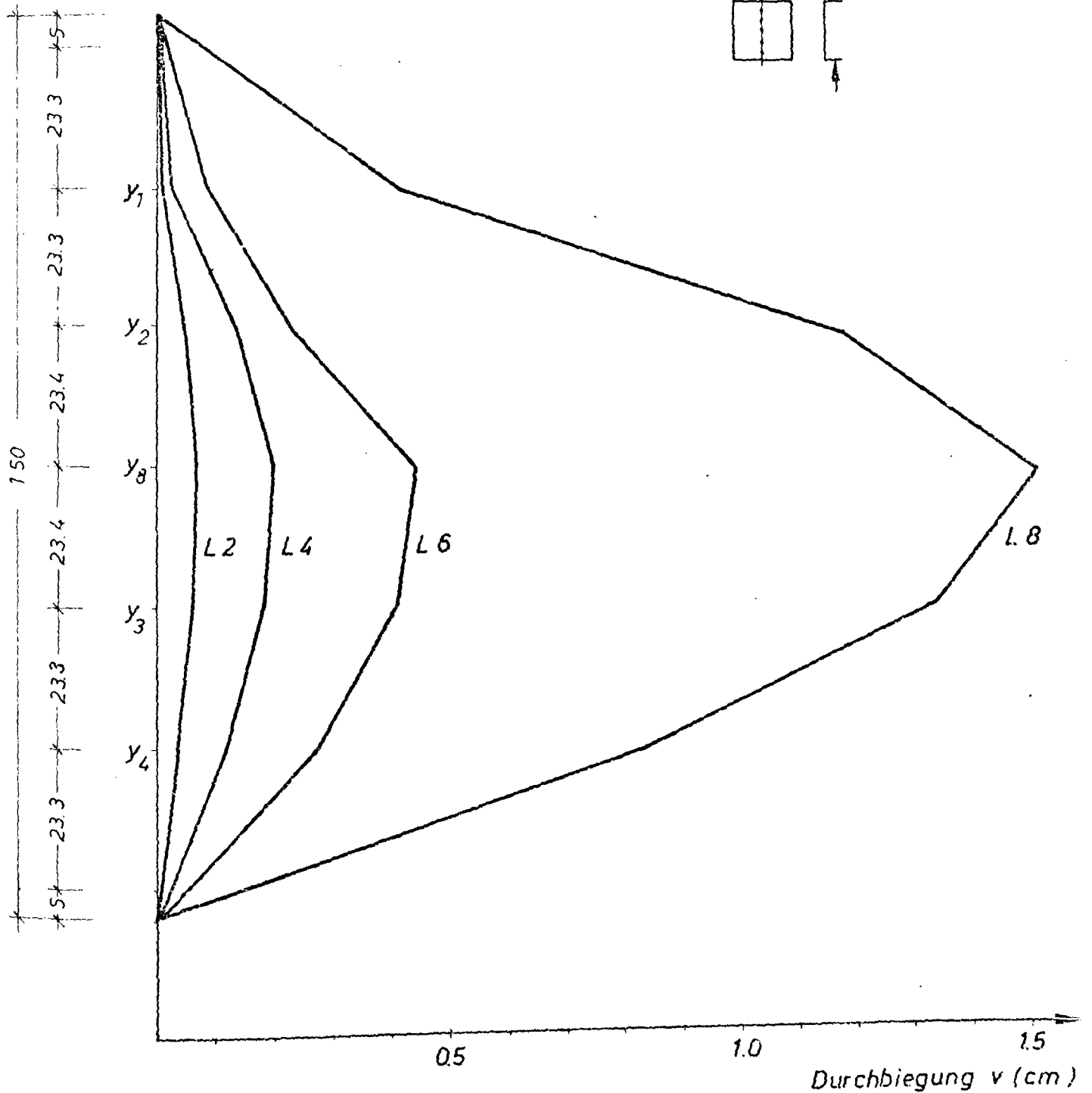
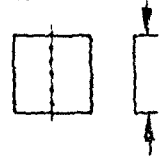


Bild 17

$$s_k/d = 30$$


$L_2 \hat{=} 25\%$  der Traglast  
 $L_4 \hat{=} 50\%$  der Traglast  
 $L_6 \hat{=} 75\%$  der Traglast  
 $L_8 \hat{=} \text{Traglastnähe}$

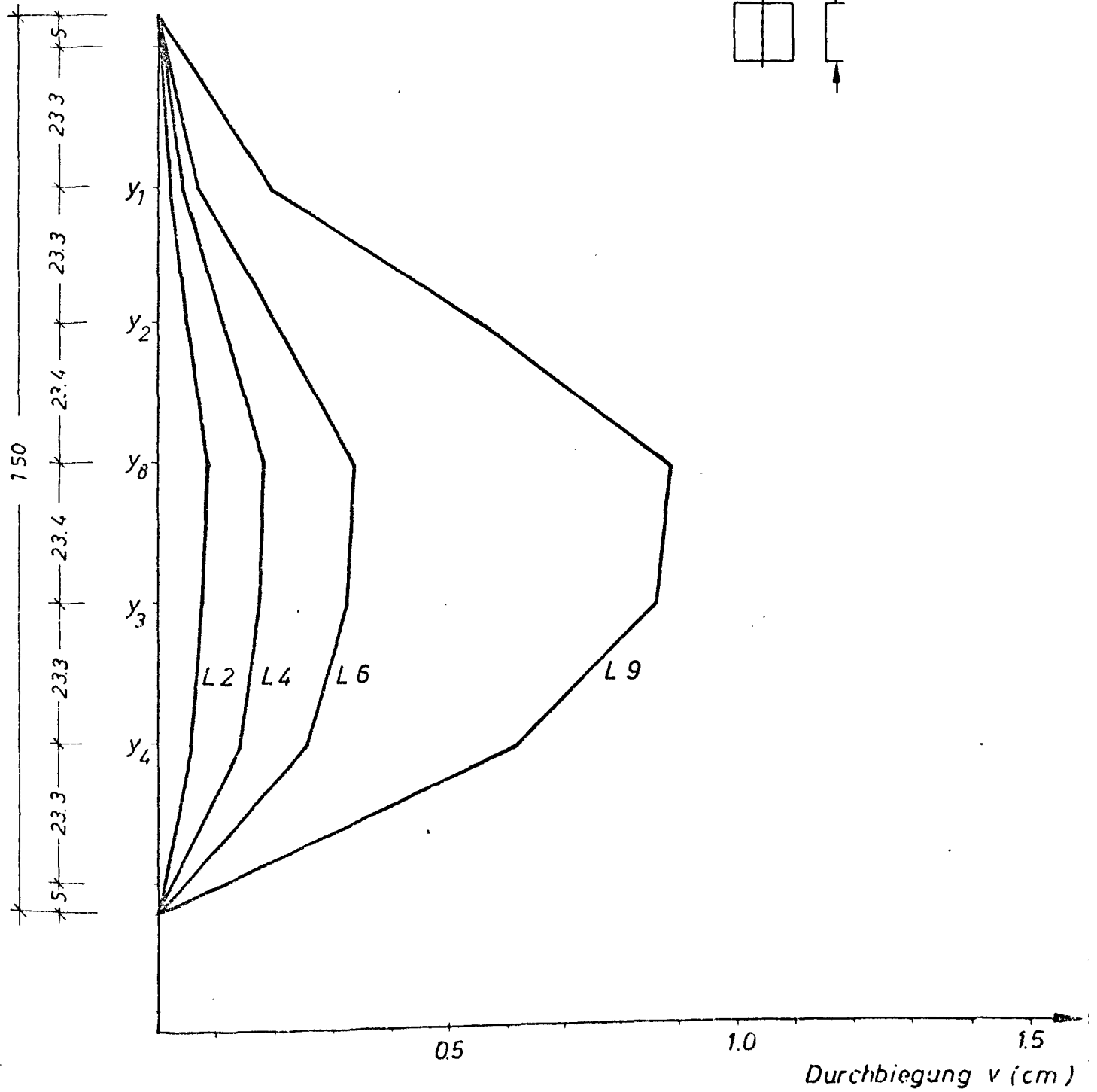
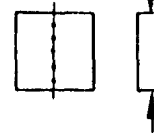
Bild 18

# Gemessene Durchbiegungen im Vertikalschnitt

Wand 4  $h/b = 1.0$

$e/d = 0.2$

$s_k/d = 30$



L 2  $\hat{=}$  23 % der Traglast

L 4  $\hat{=}$  46 % der Traglast

L 6  $\hat{=}$  69 % der Traglast

L 9  $\hat{=}$  Traglastnähe

Bild 19

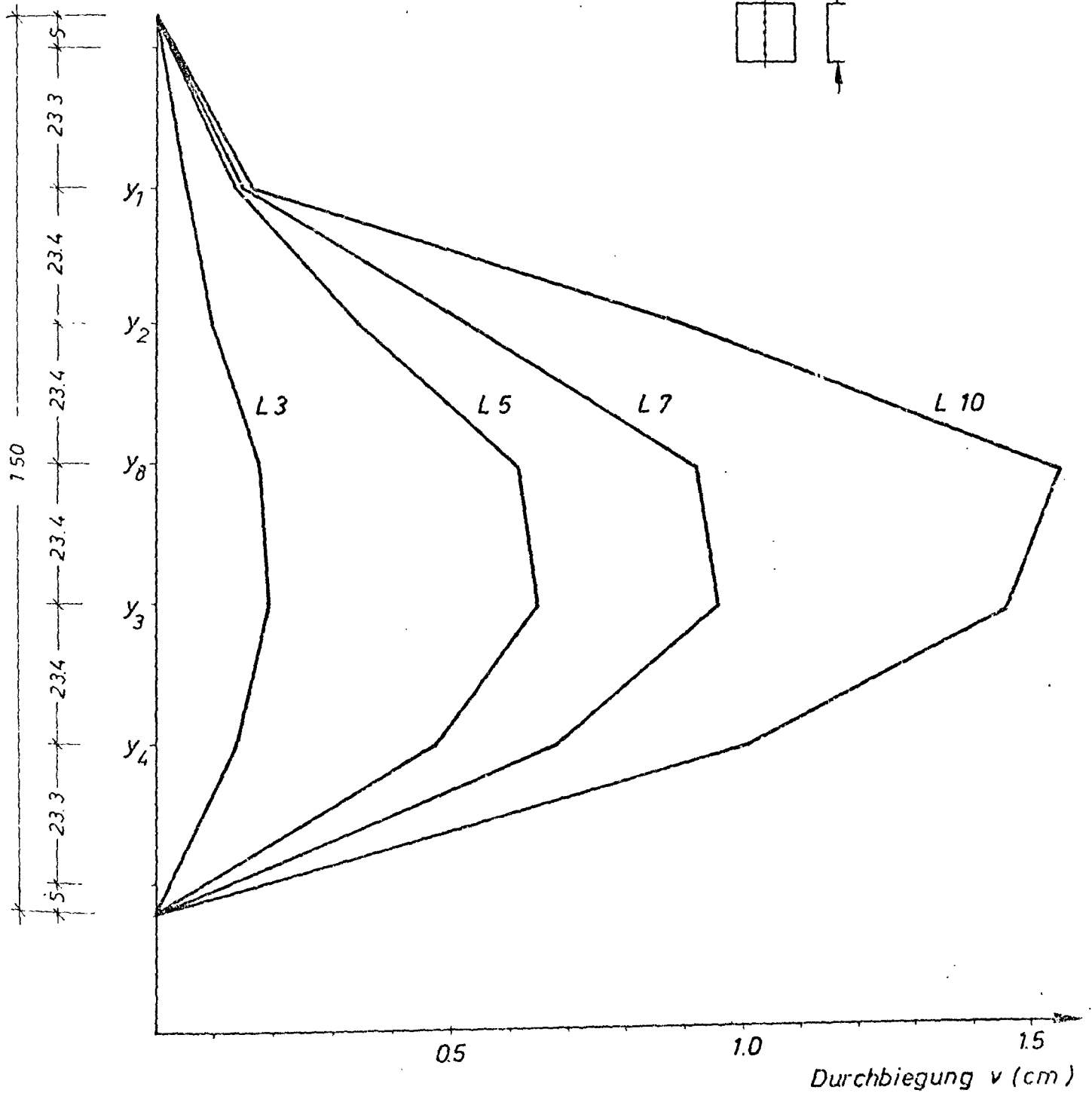
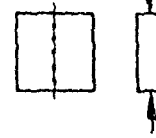


# Gemessene Durchbiegungen im Vertikalschnitt

Wand 5  $h/b = 1.0$

$e/d = 0.6$

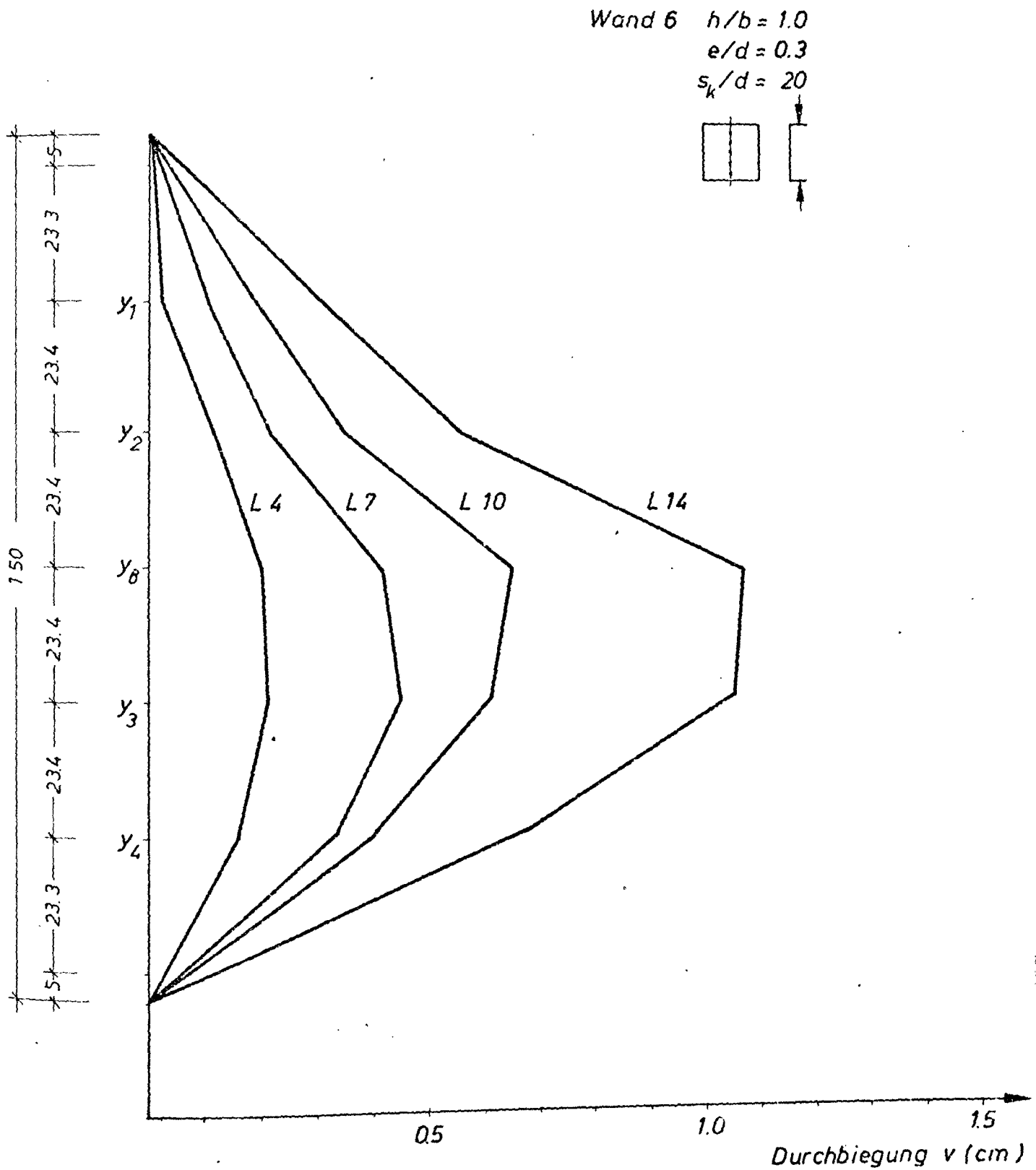
$s_k/d = 20$



$L\ 3 \hat{=} 38\%$  der Traglast  
 $L\ 5 \hat{=} 70\%$  der Traglast  
 $L\ 7 \hat{=} 85\%$  der Traglast  
 $L\ 10 \hat{=} \text{Traglastnähe}$

Bild 20

# Gemessene Durchbiegungen im Vertikalschnitt



L 4  $\hat{=}$  45 % der Traglast (vor dem 1. sichtbaren Riß)  
 L 14 ist die letzte gemessene Laststufe in Traglastnähe  
 L 7  $\hat{=}$  74 % der Traglast  
 L 10  $\hat{=}$  90 % der Traglast

**Bild 21**

# Gemessene Durchbiegungen im Horizontalschnitt

Laststufe 7: erster sichtbarer Riss

Laststufe 17: Endlaststufe

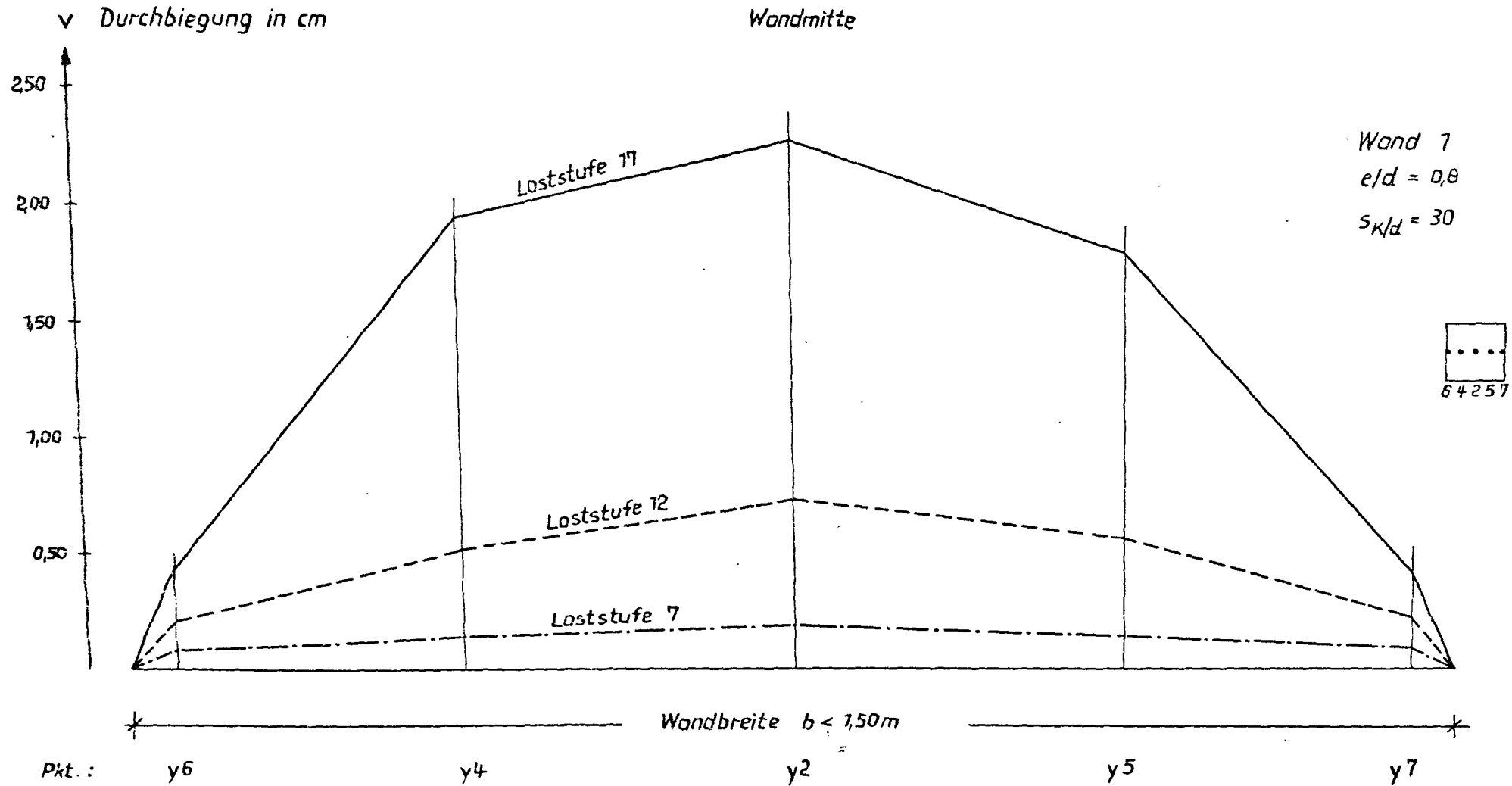


Bild 22

Gemessene Durchbiegungen im Horizontalschnitt

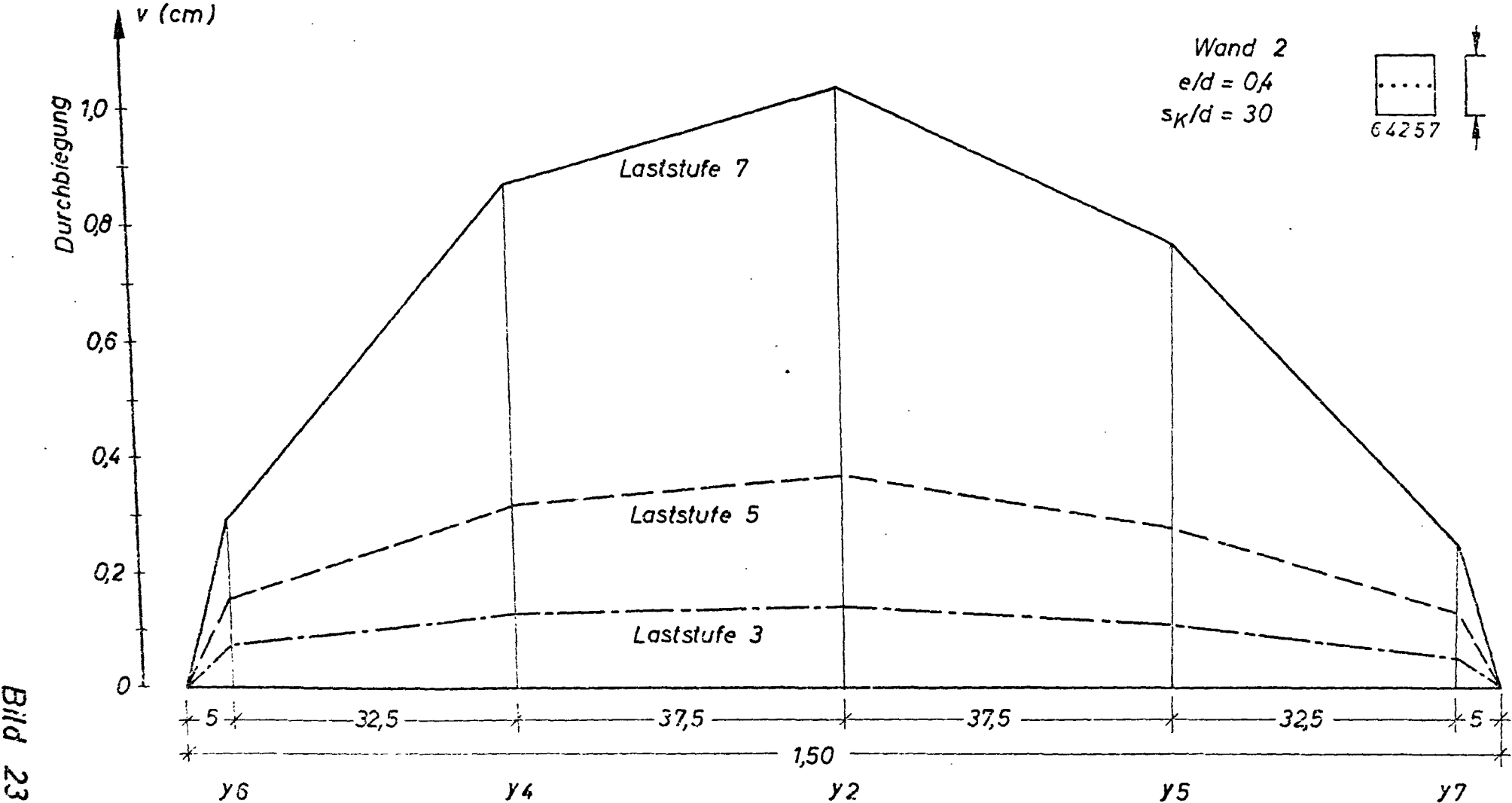
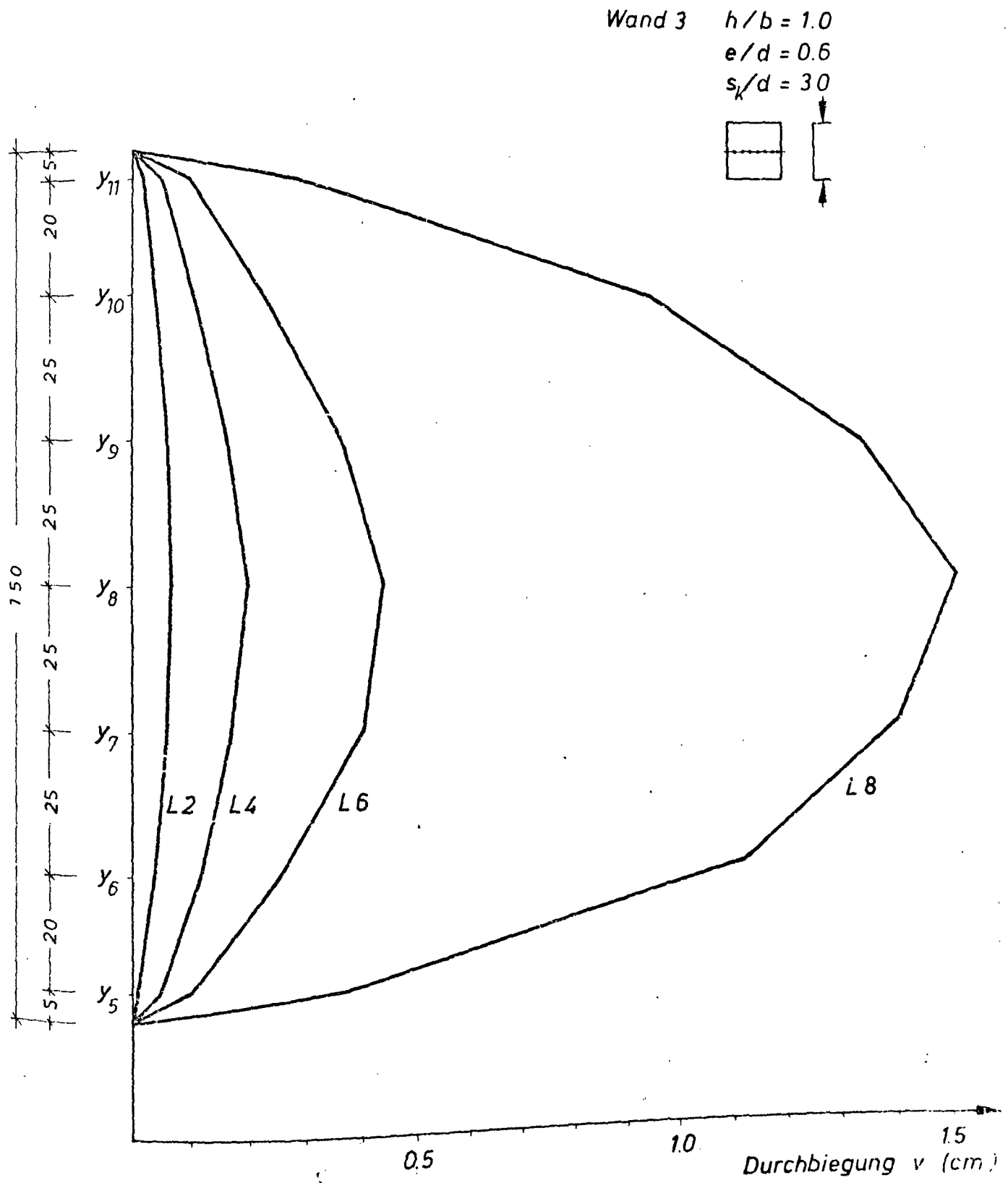


Bild 23

4-8

# Gemessene Durchbiegungen im Horizontalschnitt



L 2  $\hat{=}$  25 % der Traglast  
 L 4  $\hat{=}$  50 % der Traglast  
 L 6  $\hat{=}$  75 % der Traglast  
 L 8  $\hat{=}$  Traglastnähe

Bild 24

# Gemessene Durchbiegungen im Horizontalschnitt

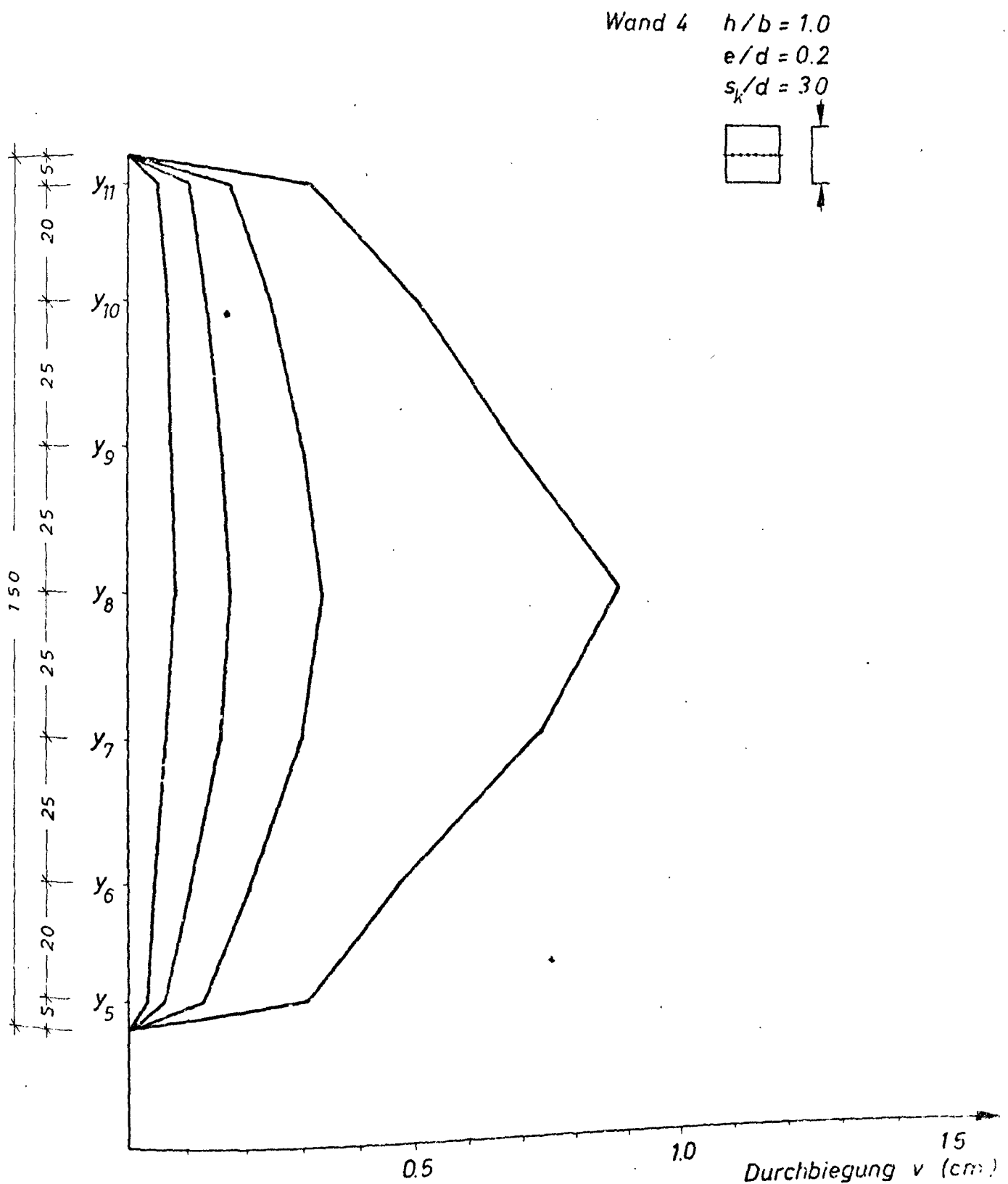
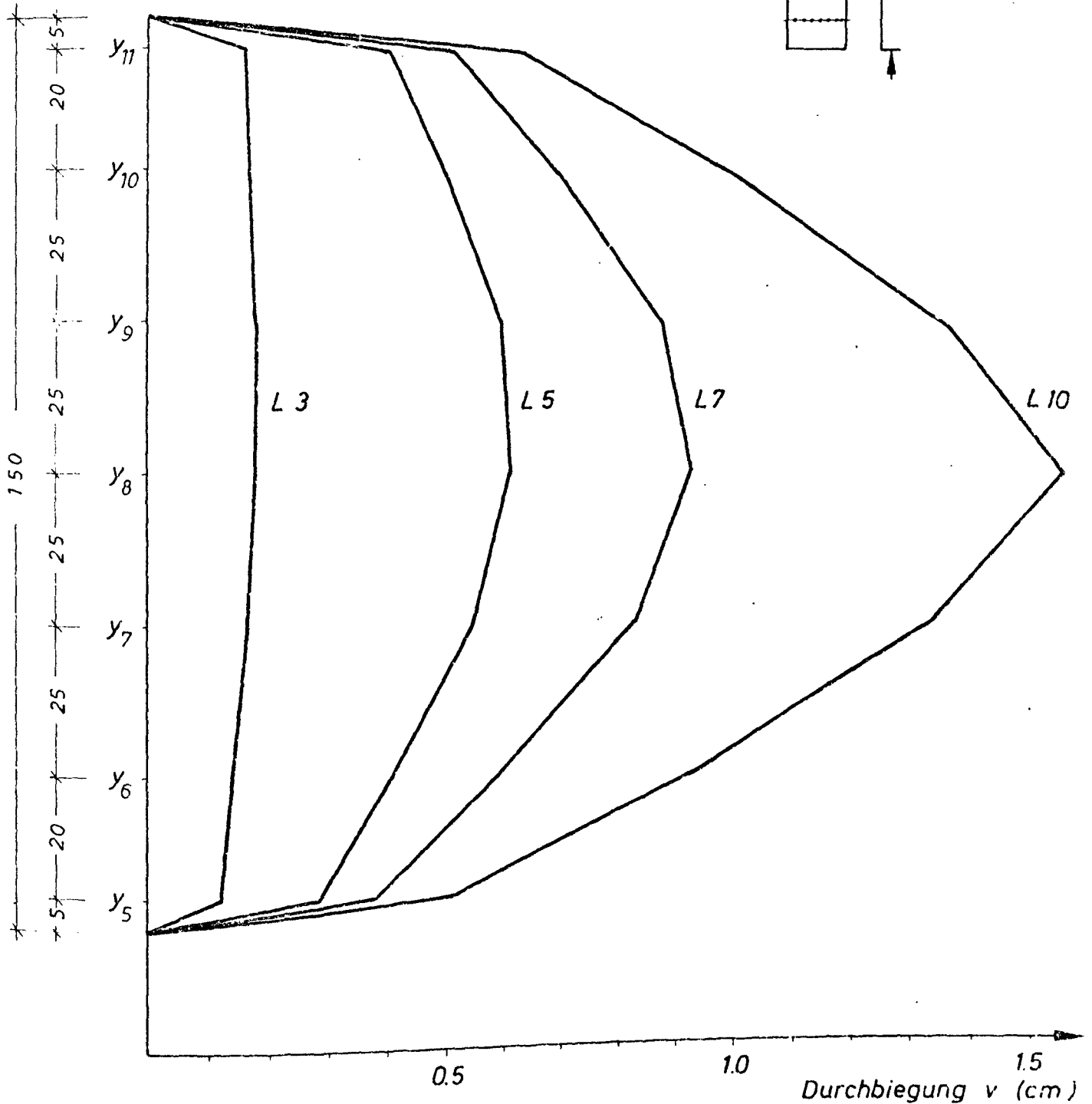
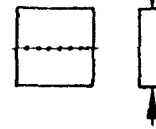


Bild 25

# Gemessene Durchbiegungen im Horizontalschnitt

Wand 5  $h/b = 1.0$   
 $e/d = 0.6$   
 $s_k/d = 20$

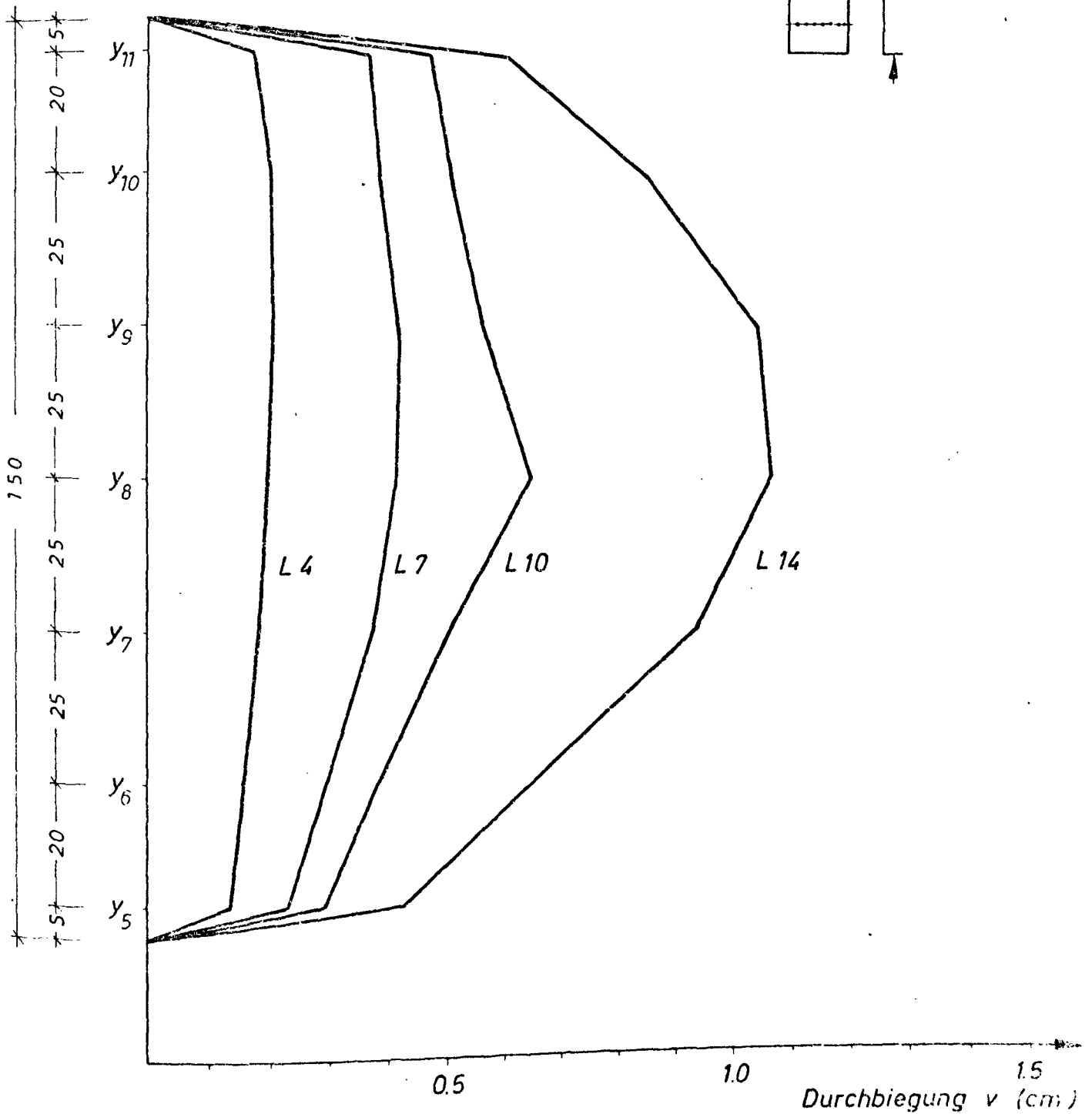
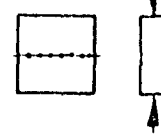


$L5 \hat{=} 70\%$  der Traglast (Laststufe mit 1. sichtbaren Riß)  
 $L10$  ist die letzte gemessene Laststufe in Traglastnähe  
 $L3 \hat{=} 38\%$  der Traglast  
 $L7 \hat{=} 85\%$  der Traglast

Bild 26

Gemessene Durchbiegungen im Horizontalschnitt  
 Laststufenerläuterung siehe Vertikalschnitt

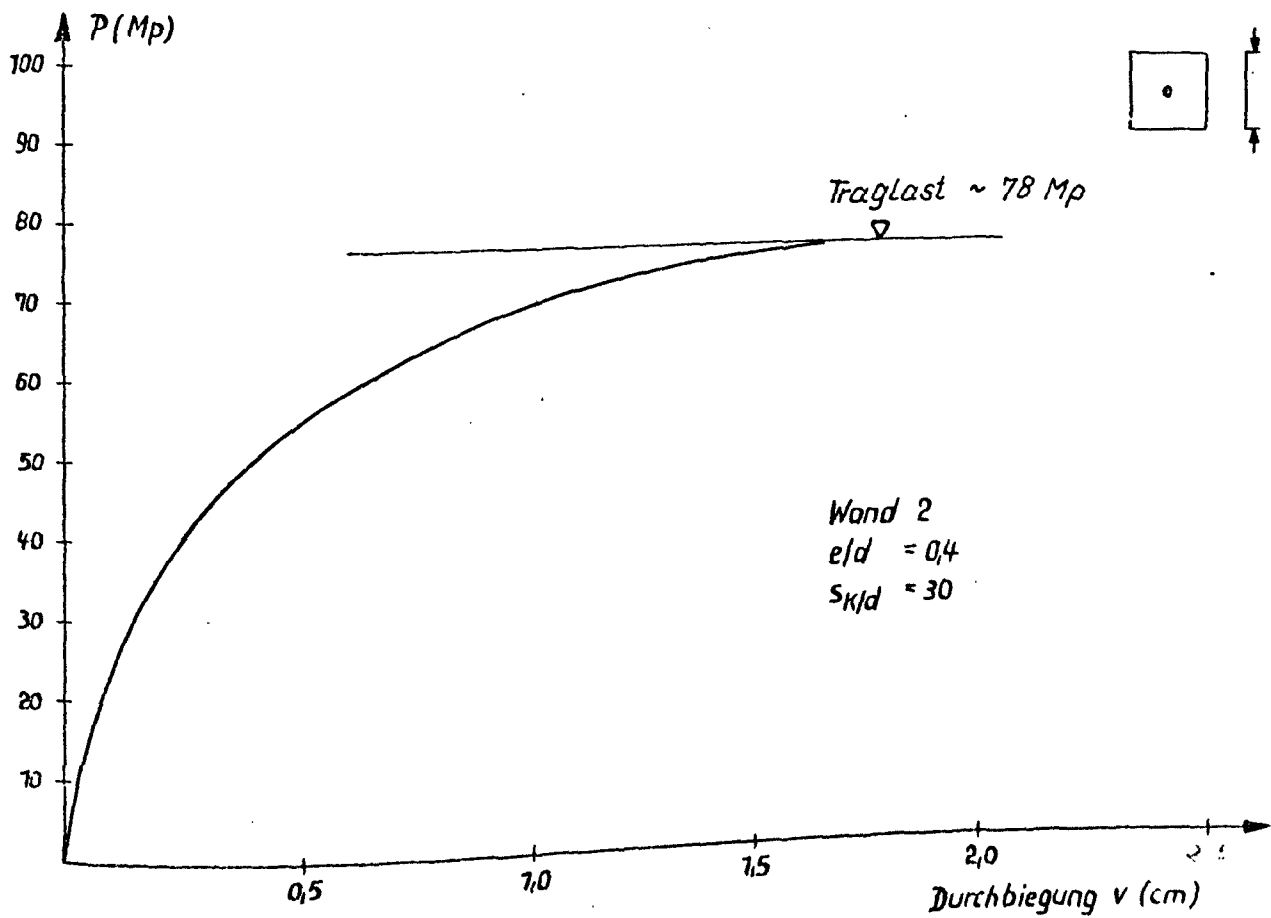
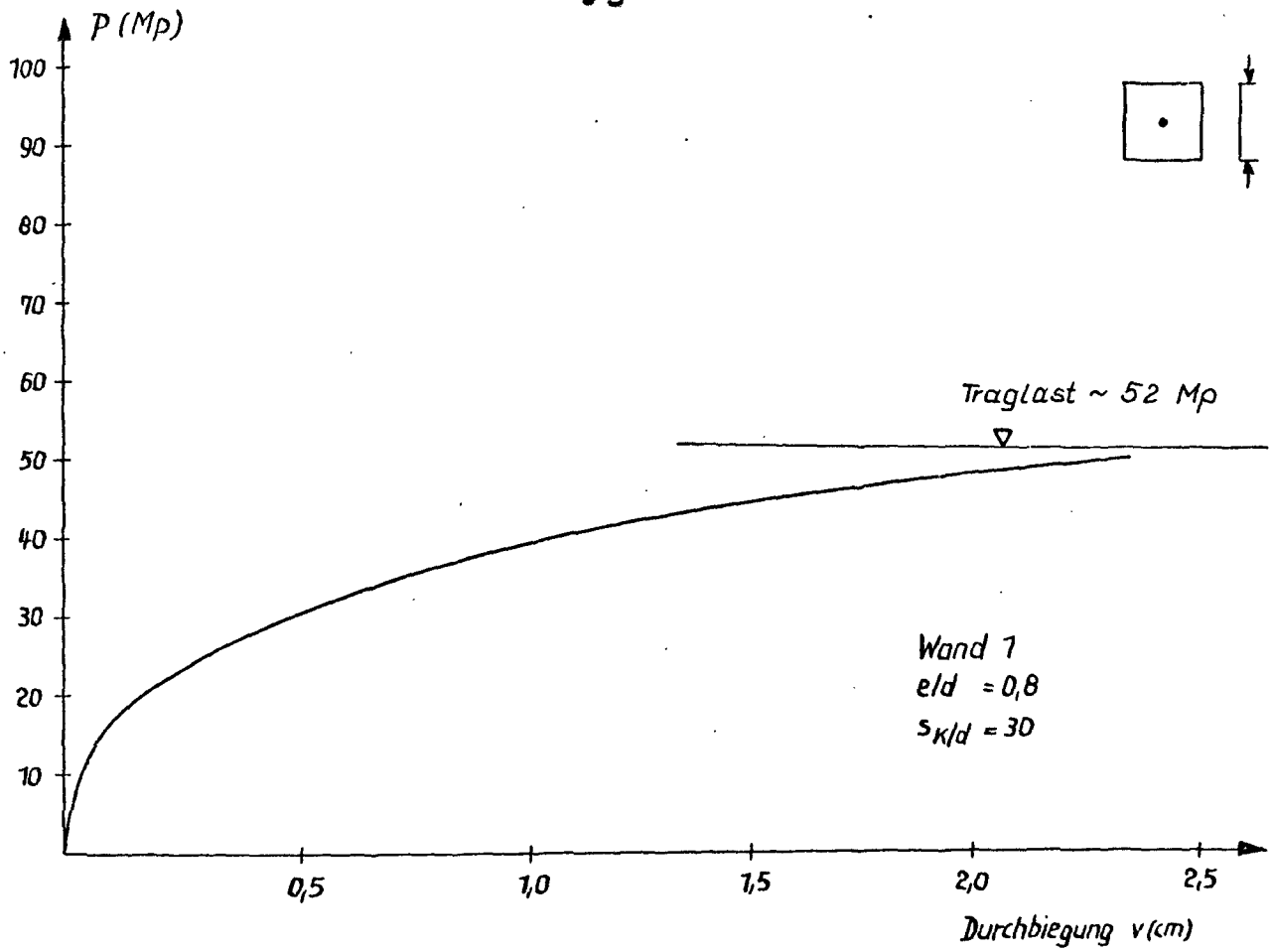
Wand 6  $h/b = 1.0$   
 $e/d = 0.3$   
 $s_k/d = 2.0$



L 4  $\hat{=}$  45 % der Traglast  
 L 7  $\hat{=}$  74 % der Traglast  
 L 10  $\hat{=}$  90 % der Traglast  
 L 14  $\hat{=}$  Traglastnähe

Bild 27





Durchbiegungen in den Plattenmittelpunkten

Bild 28

# Durchbiegung in den Plattenmittelpunkten

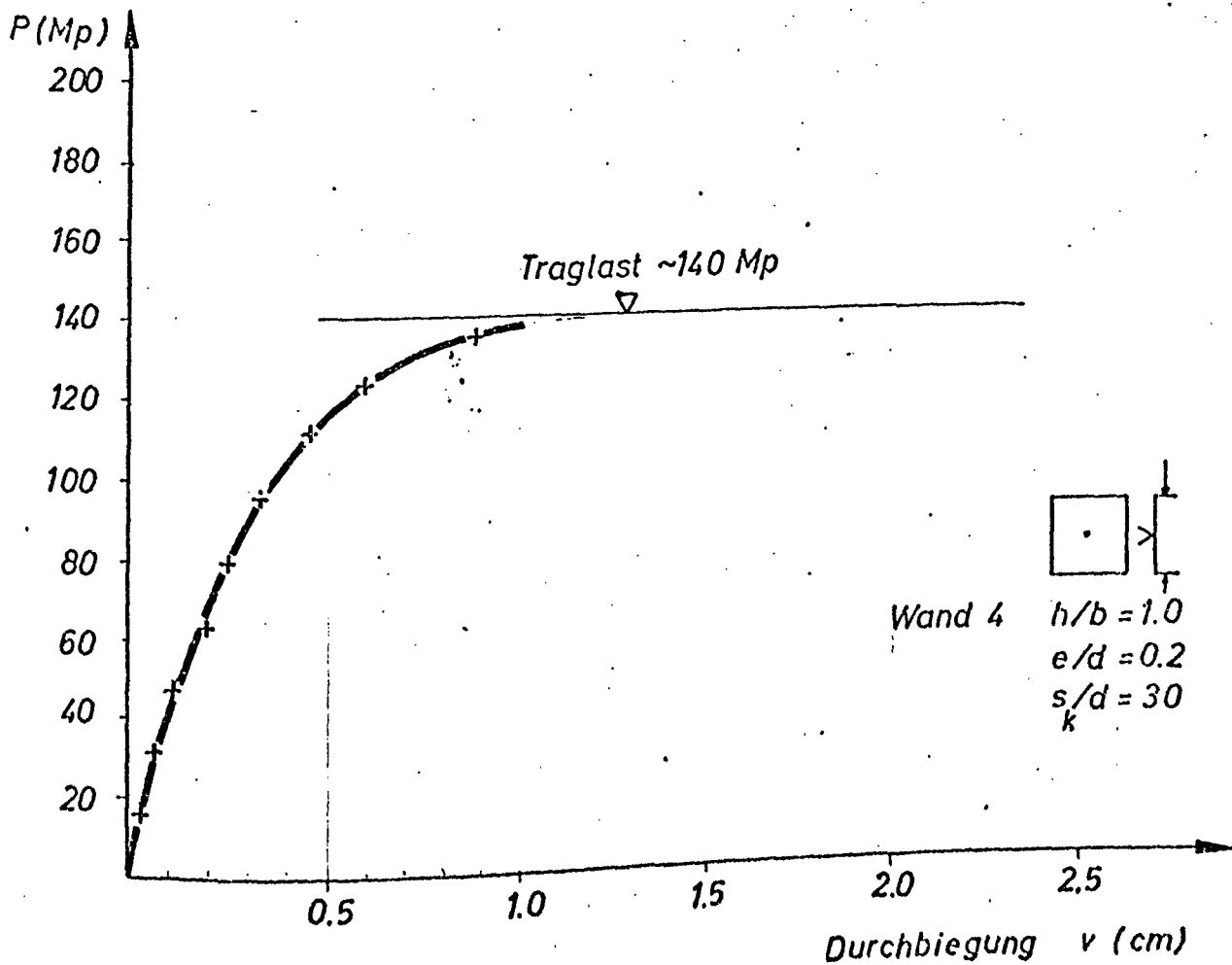
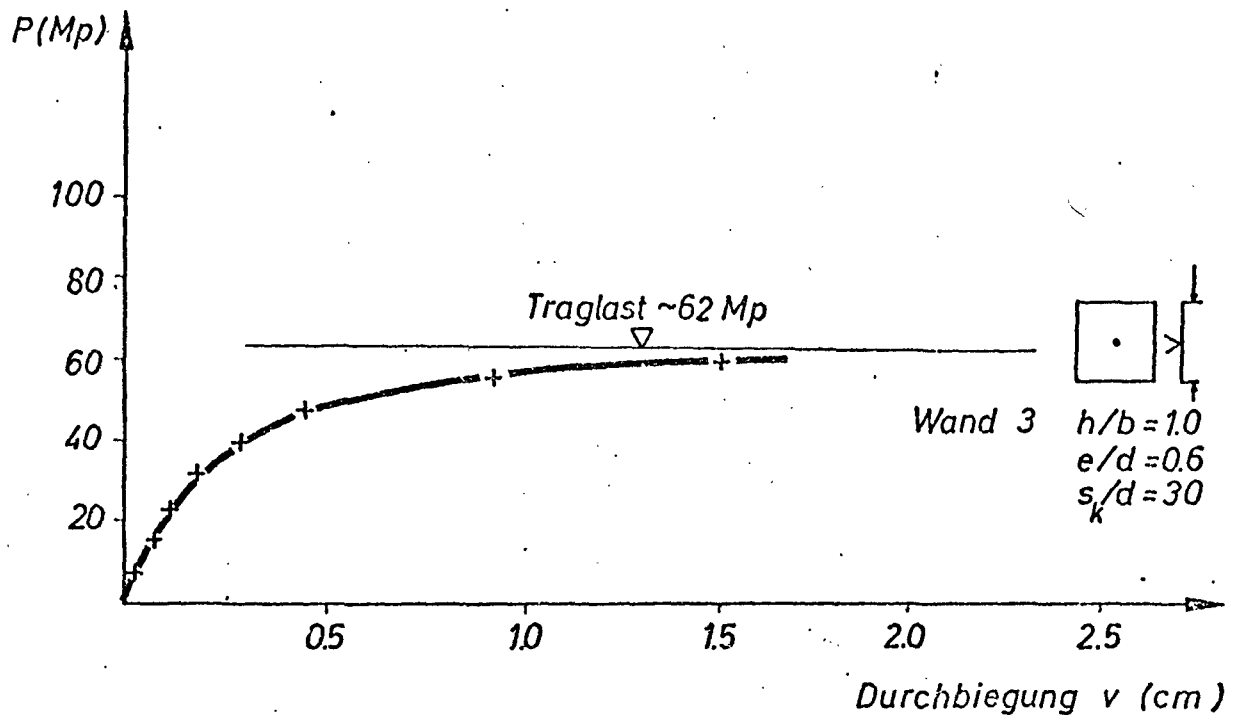


Bild 29

# Durchbiegung in den Plattenmittelpunkten

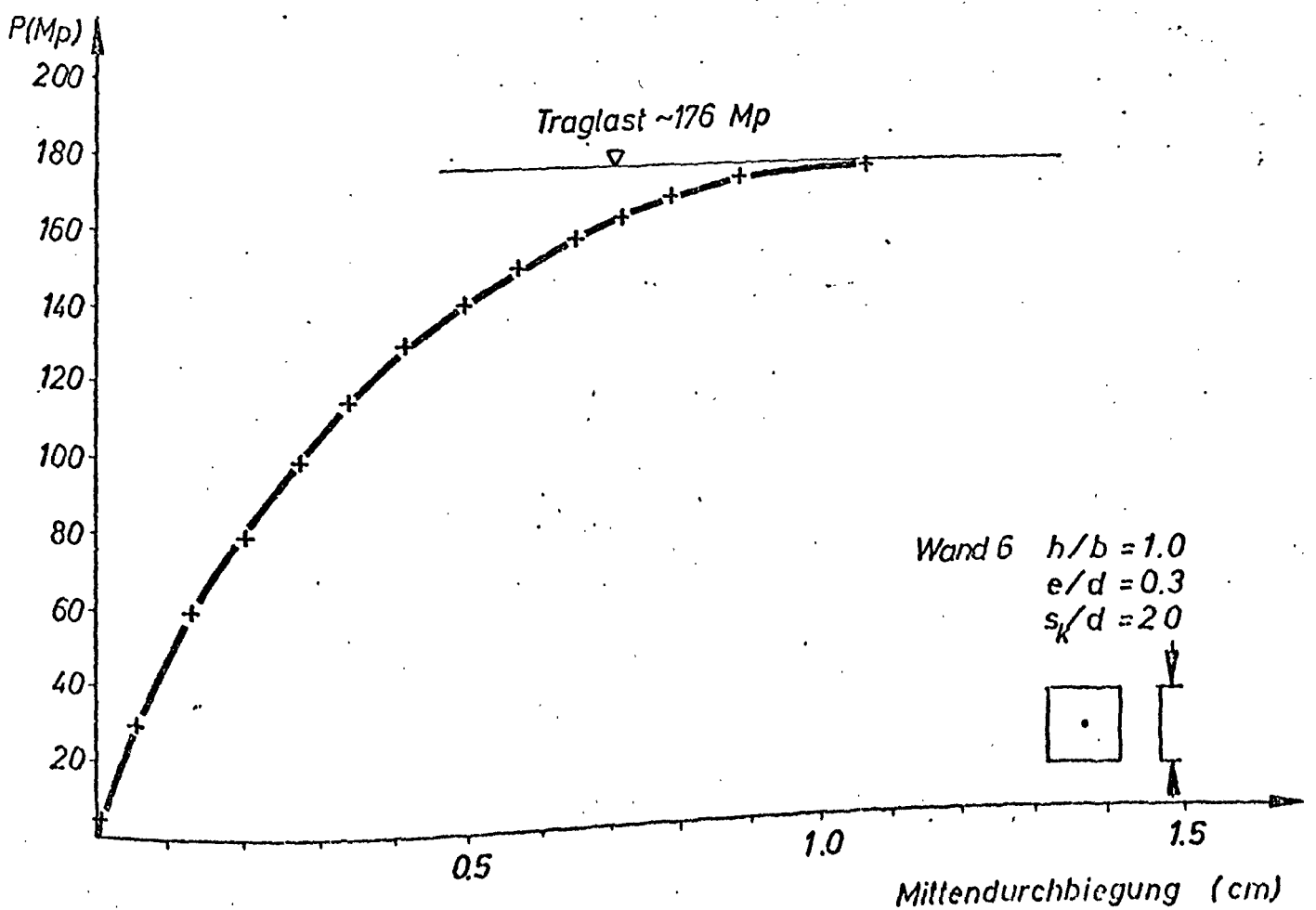
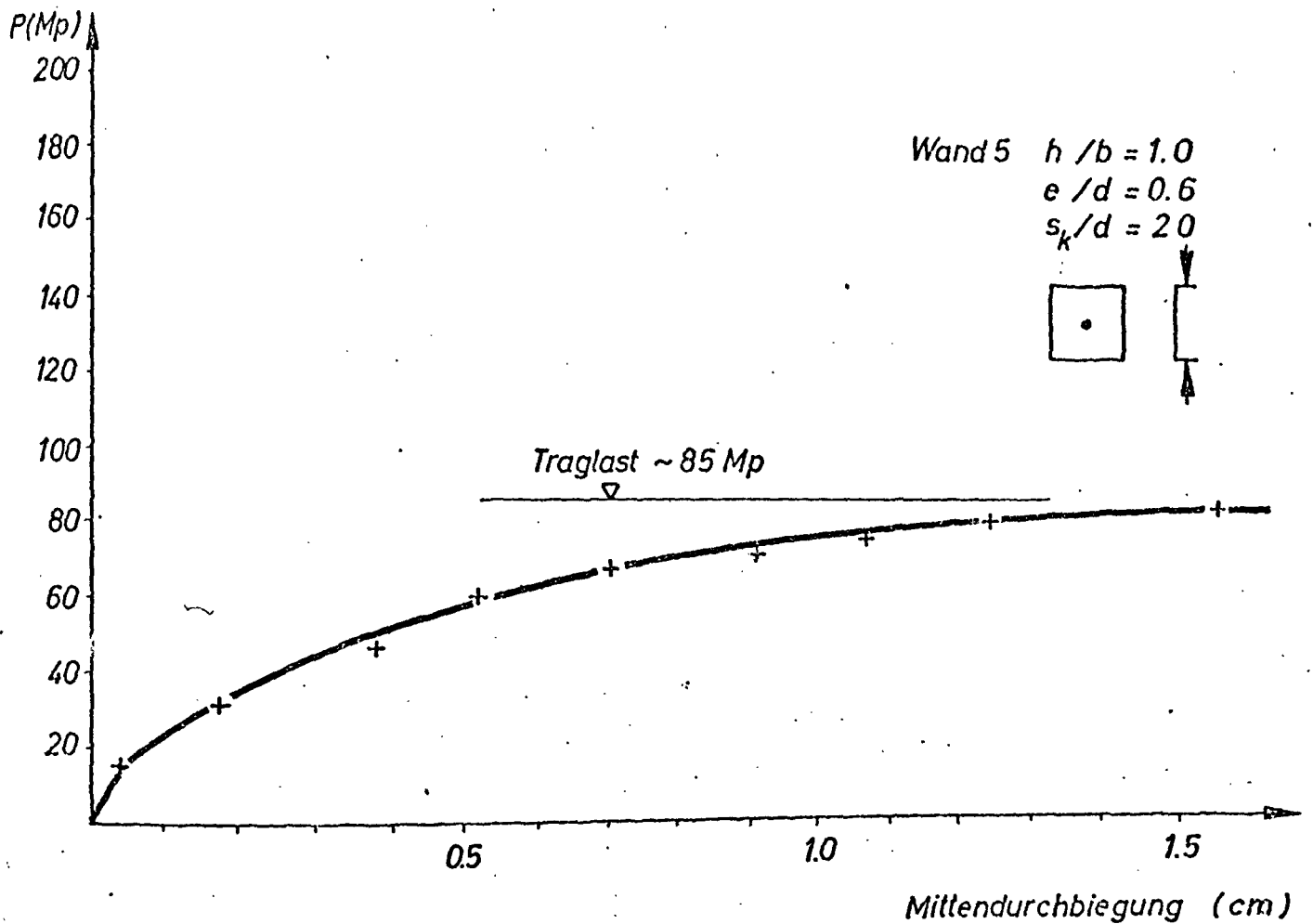
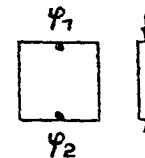
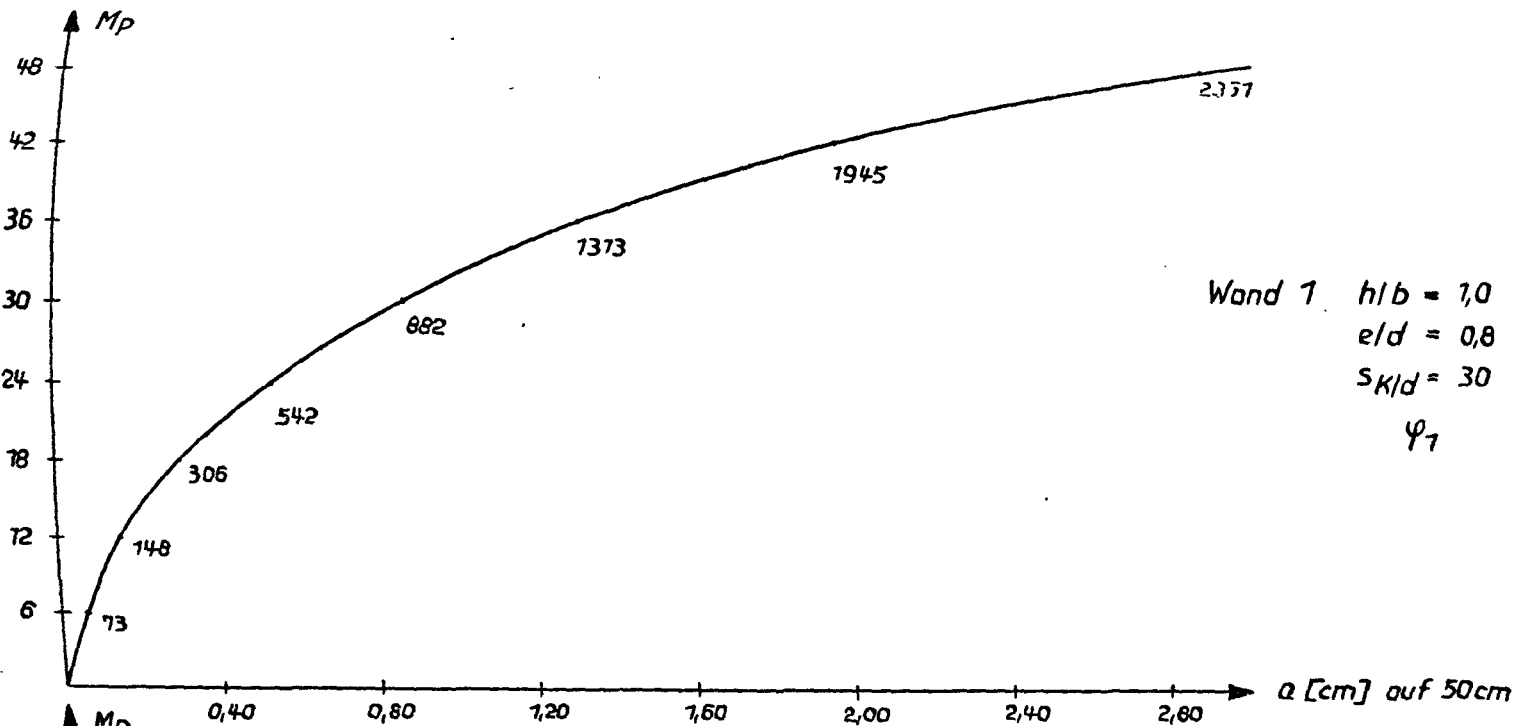
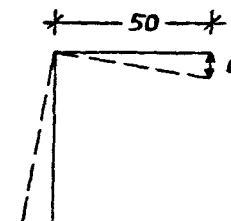
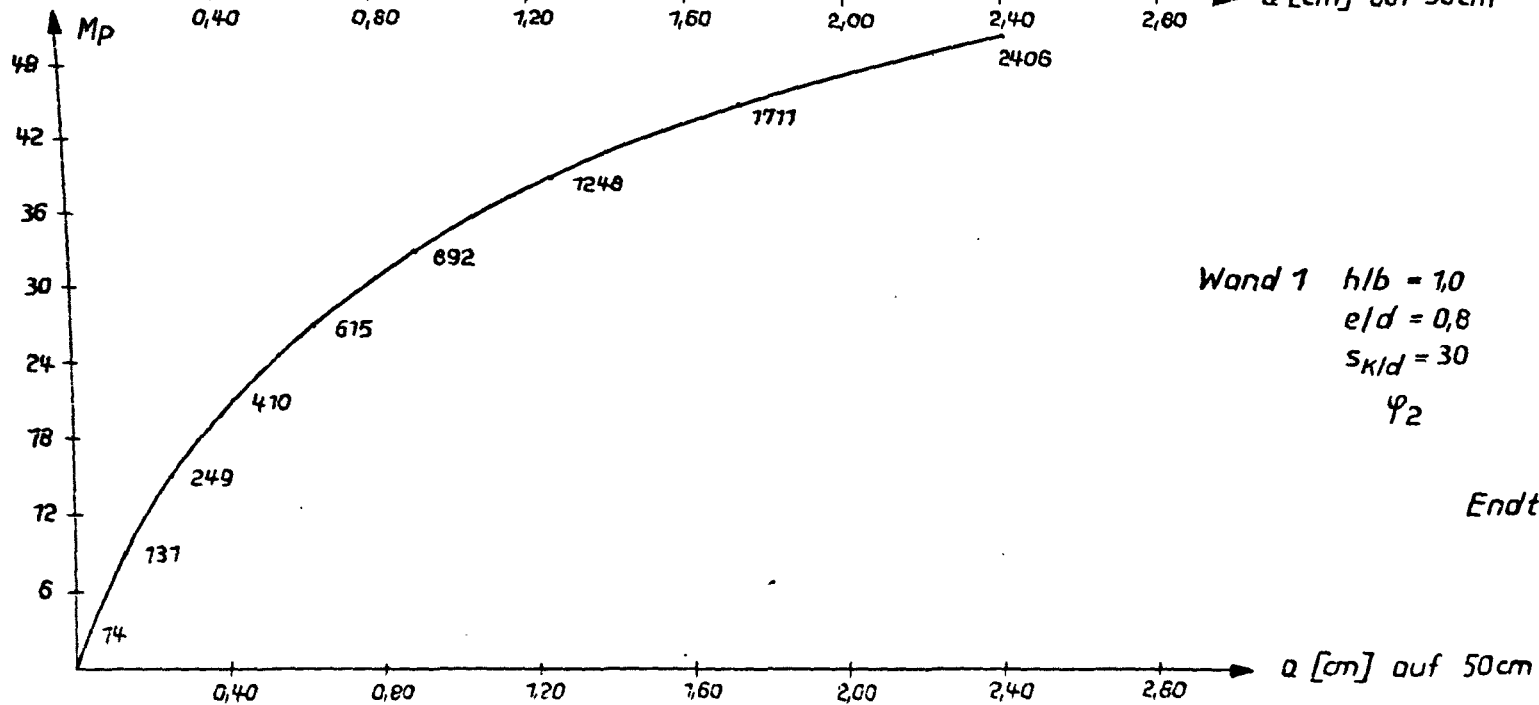


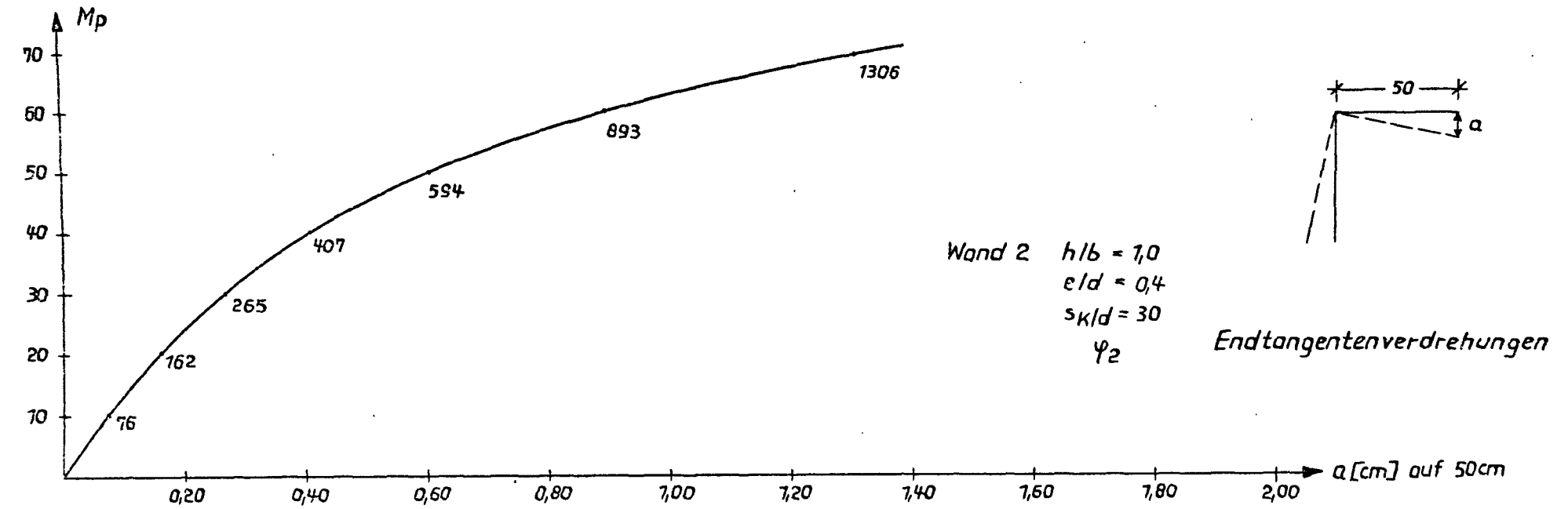
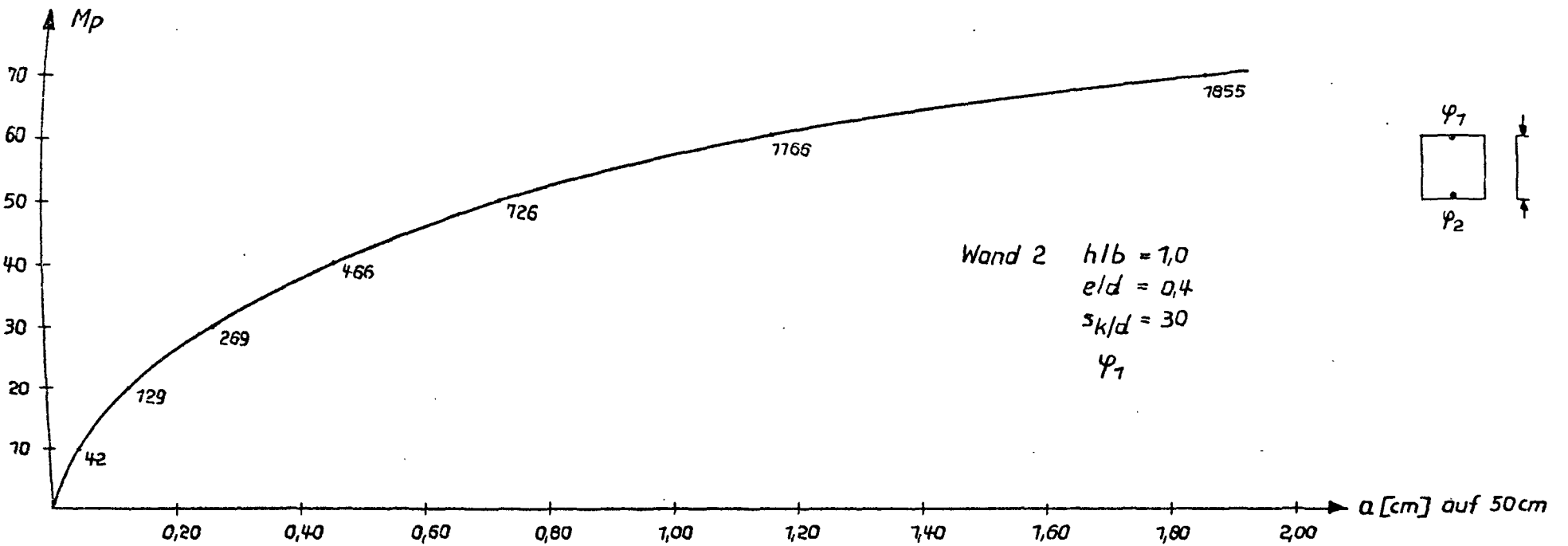
Bild 30



56



Endtangenteverdrehtungen



# Wand III      Endtangentialverdrehungen

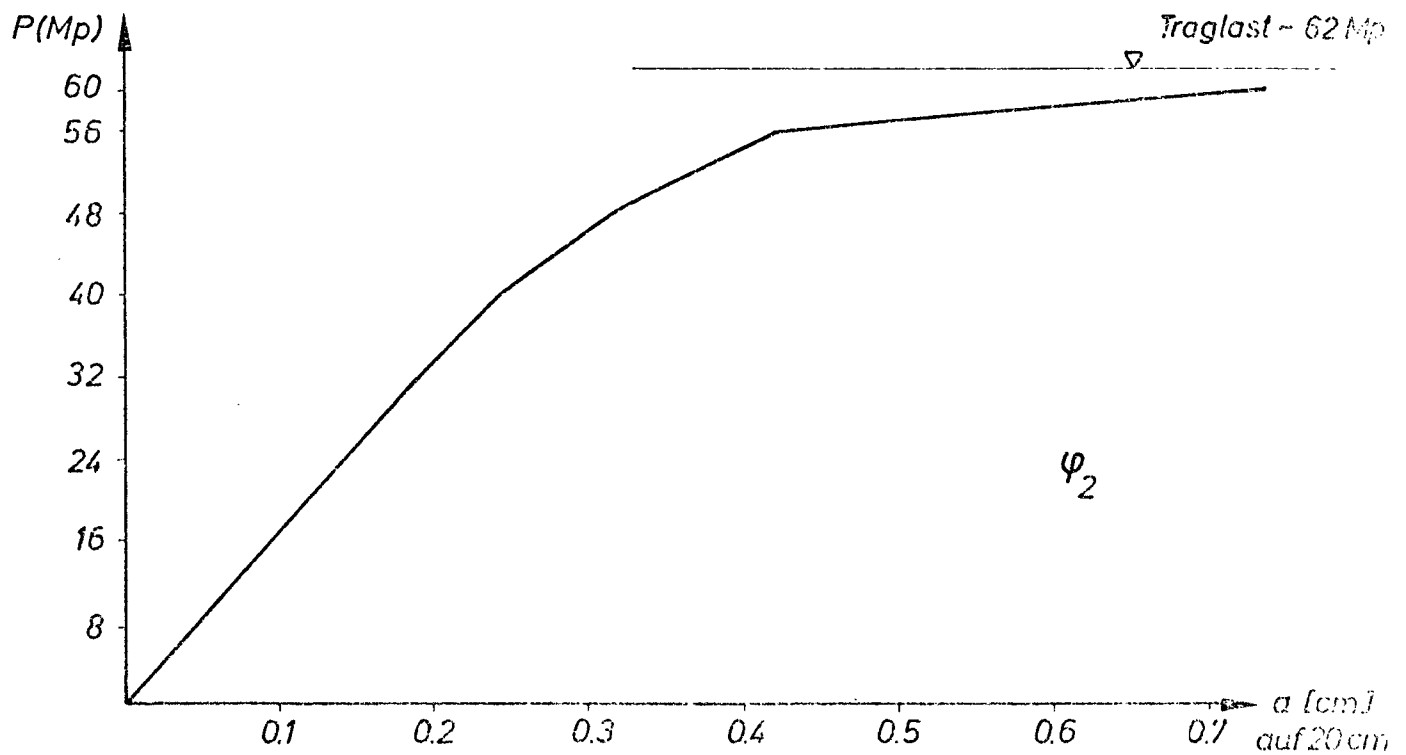
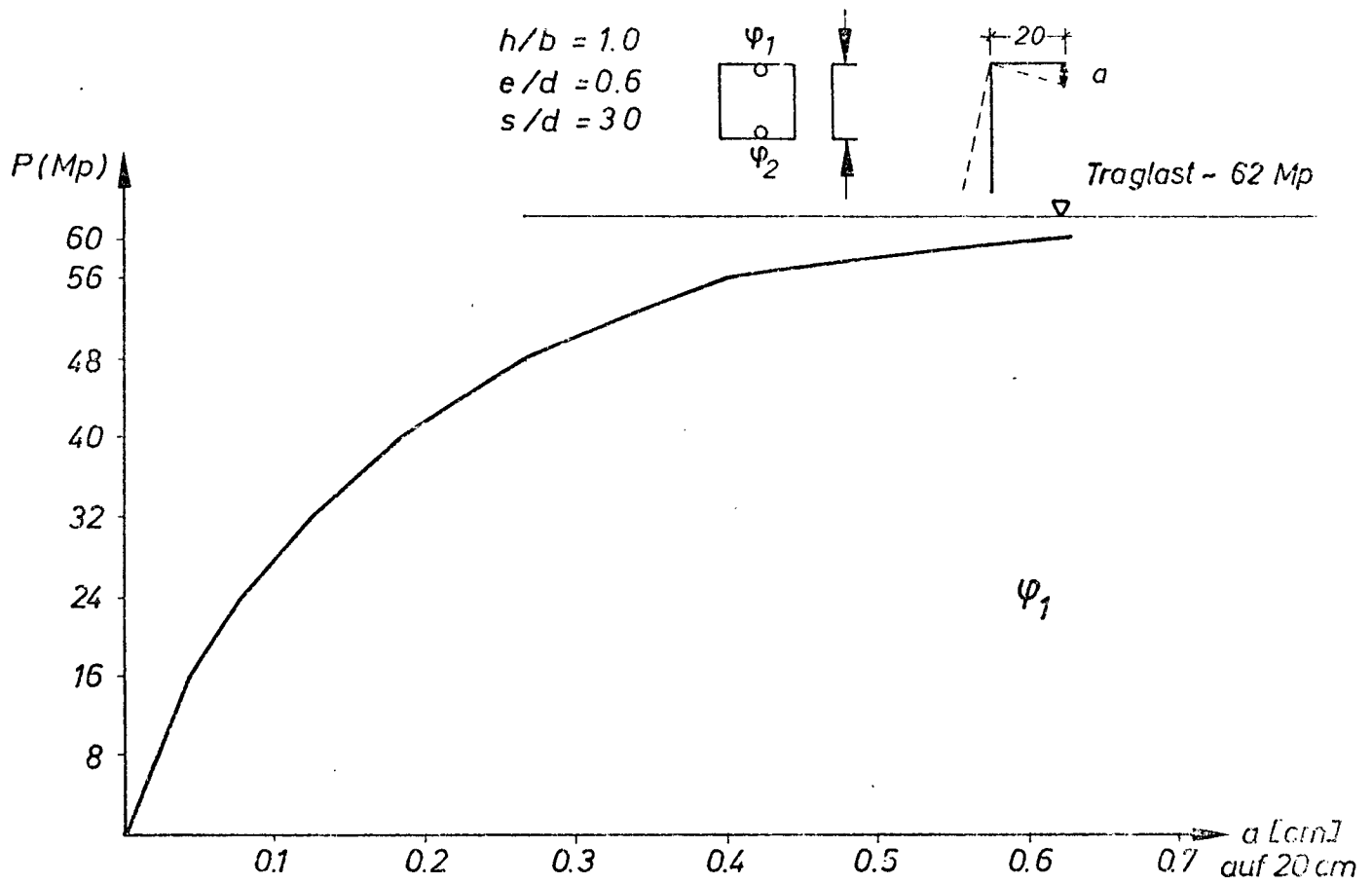


Bild 33

# Wand IV Endtangentialverdrehungen

$$\begin{aligned} h / b &= 1.0 \\ e / d &= 0.2 \\ s_k / d &= 30 \end{aligned}$$

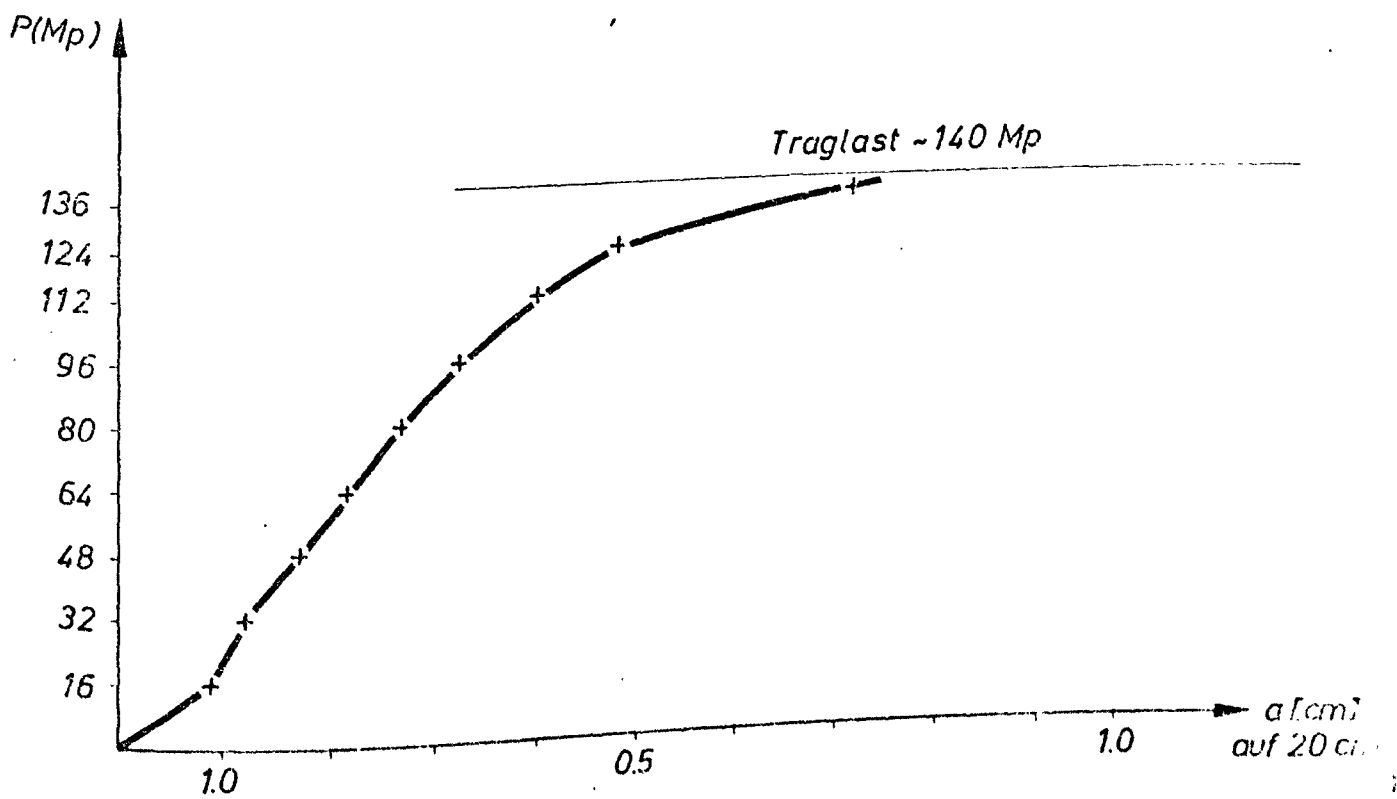
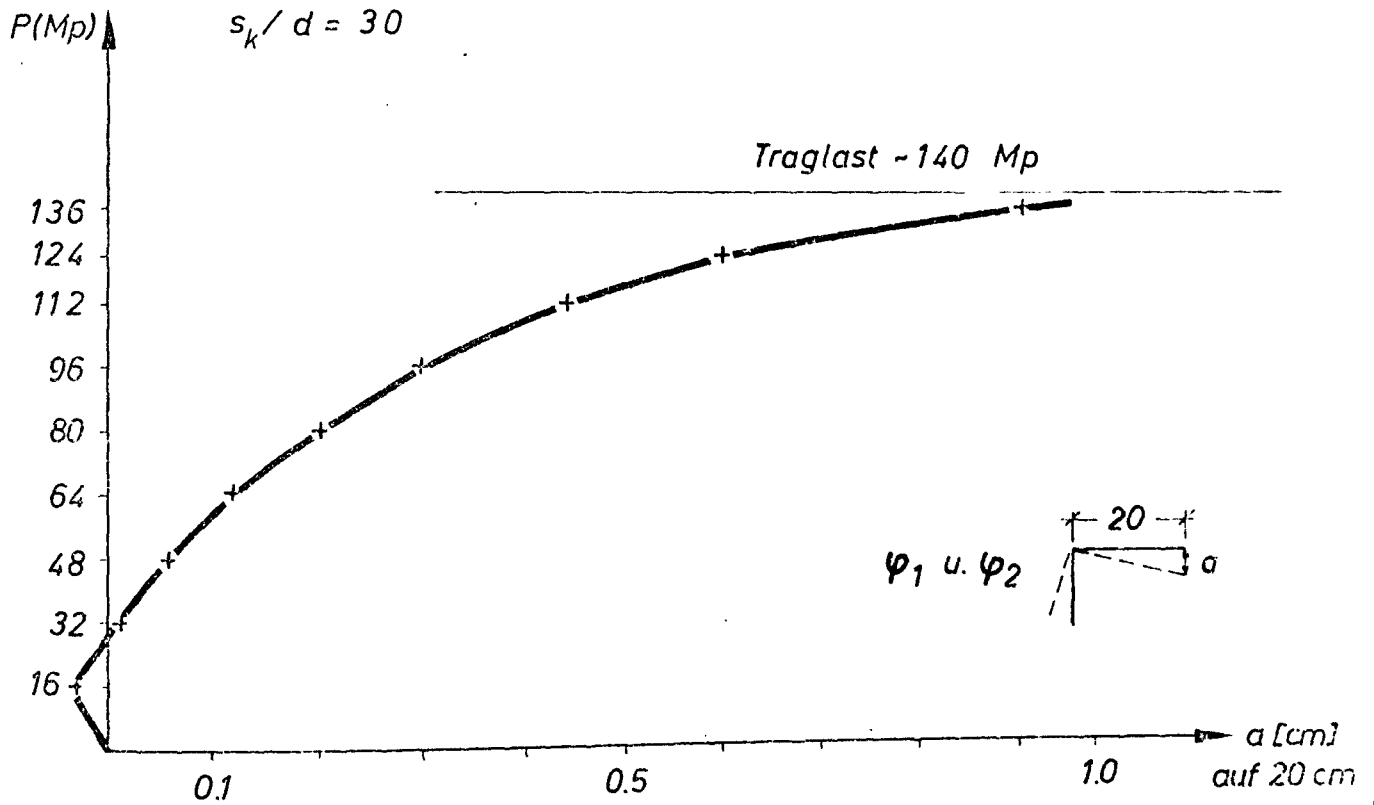


Bild 34

Wand V

## Endtangentialverdrehungen

$$\begin{aligned} h/b &= 1.0 \\ e/d &= 0.6 \\ s_v/d &= 20 \end{aligned}$$

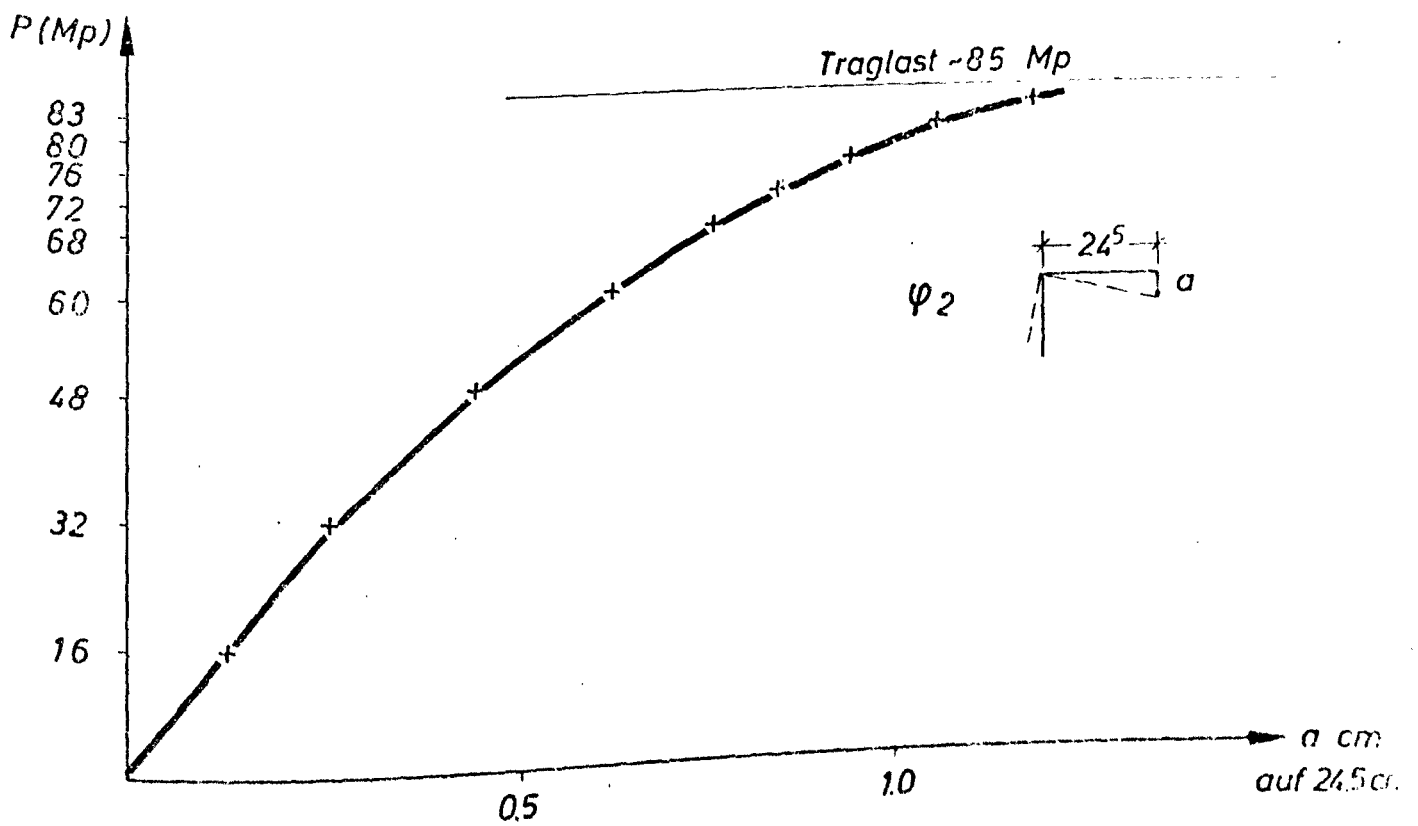
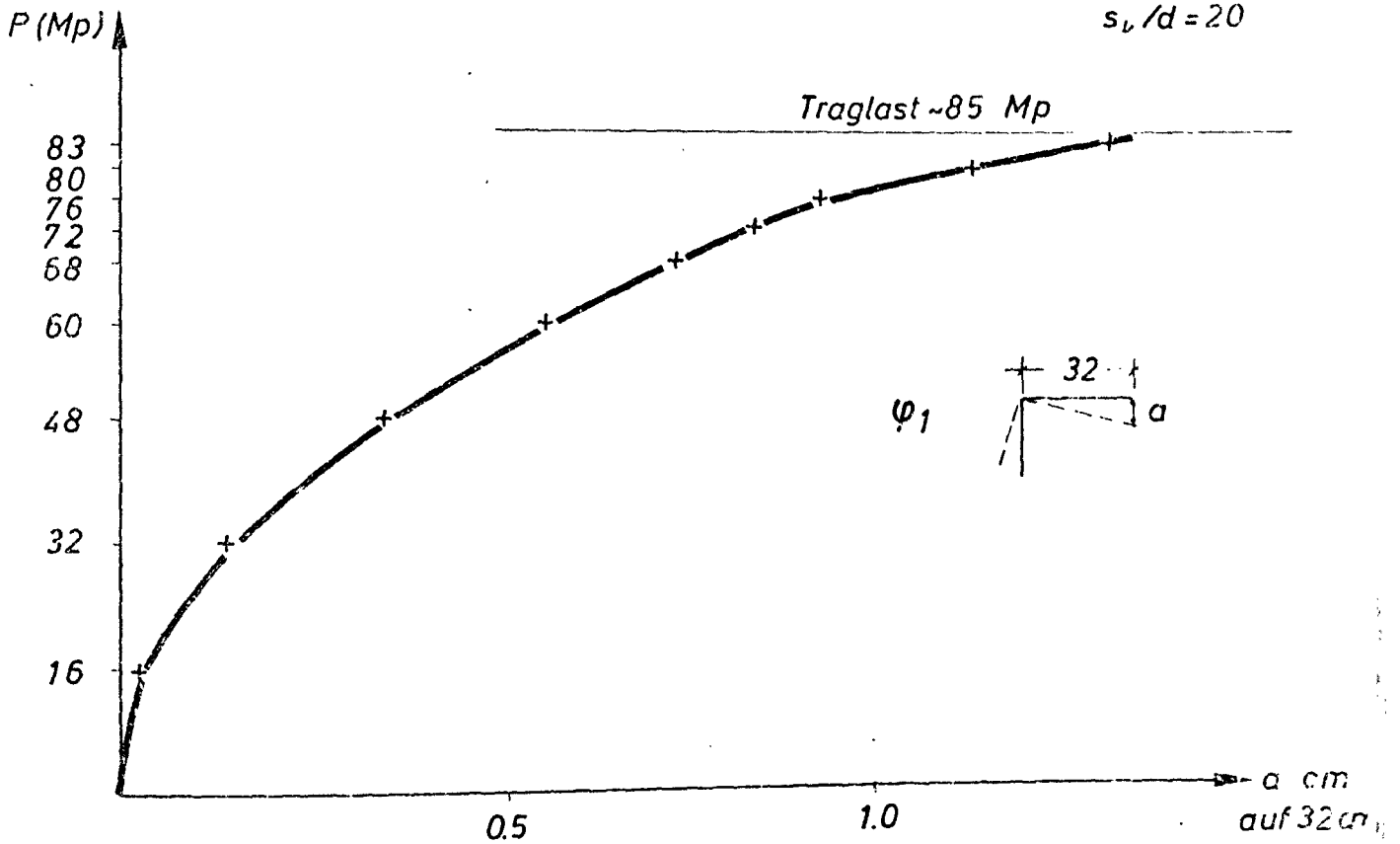


Bild 35



$$\begin{aligned} h/b &= 1.0 \\ e/d &= 0.3 \\ s_k/d &= 2.0 \end{aligned}$$

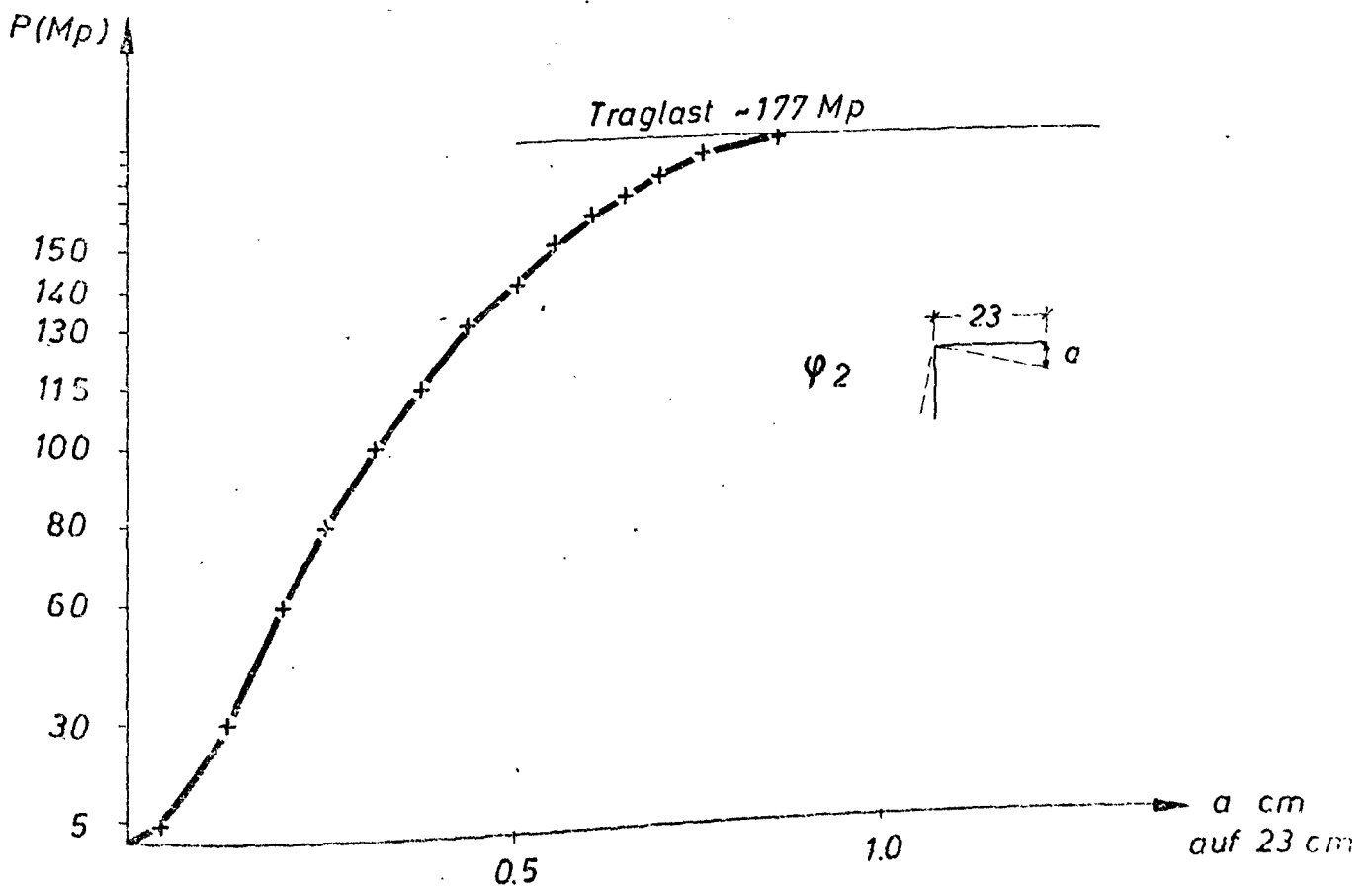
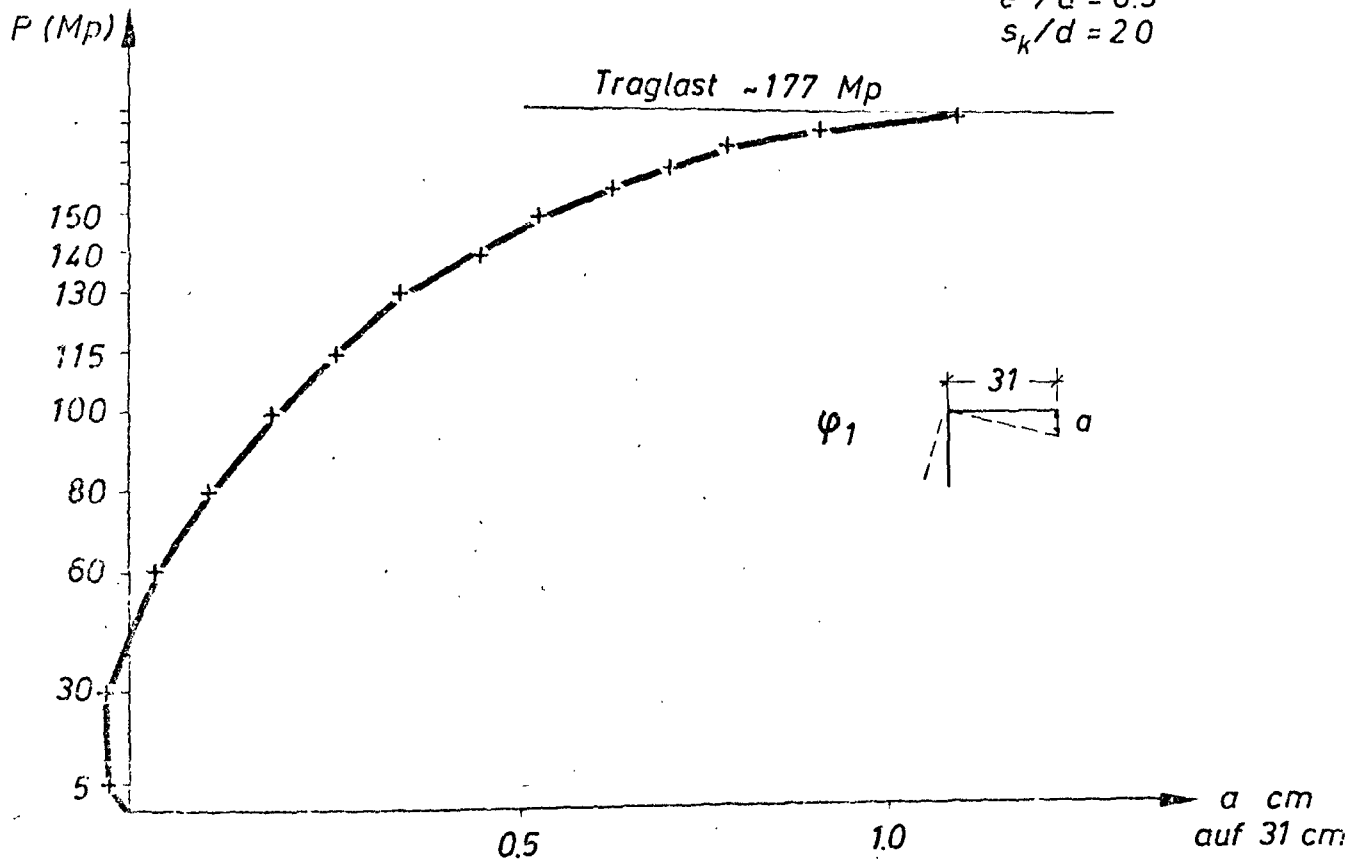
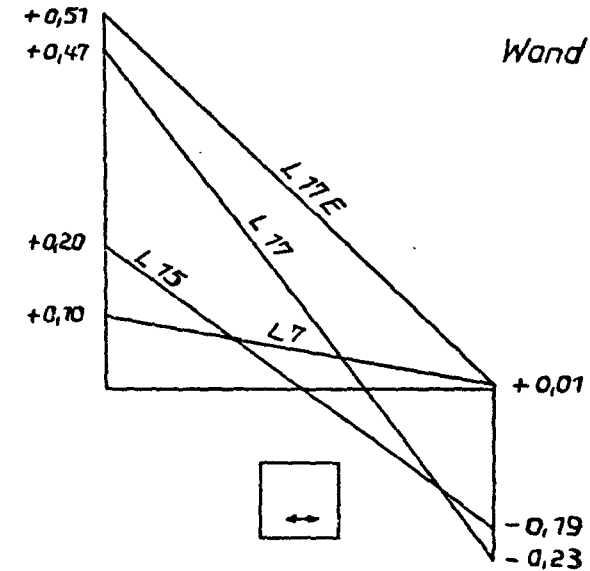
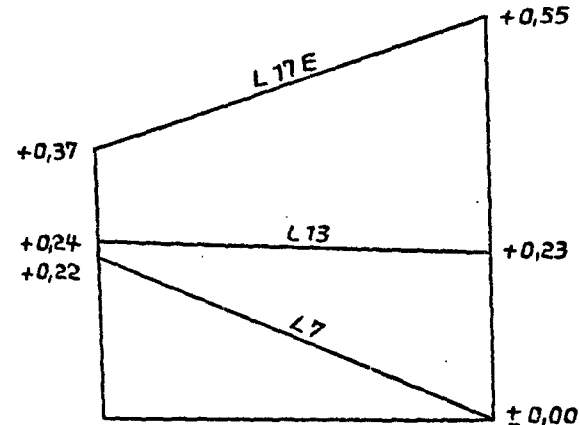
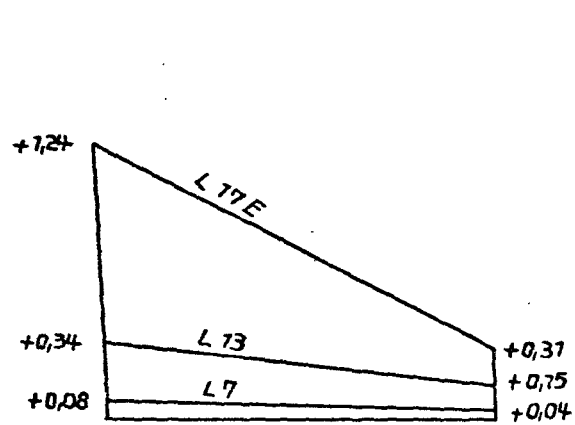
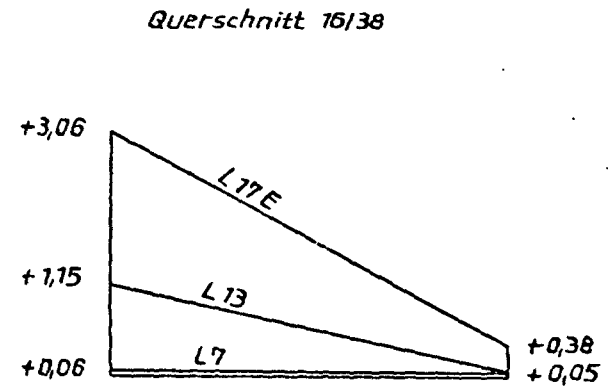
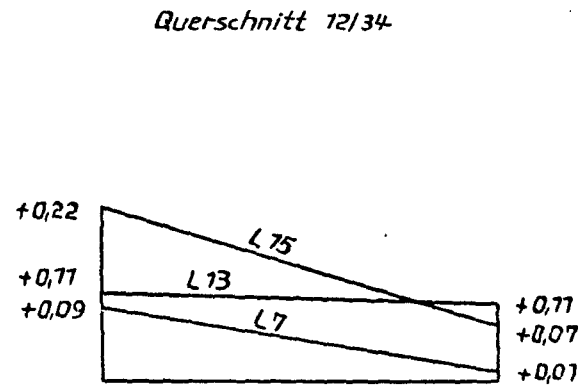
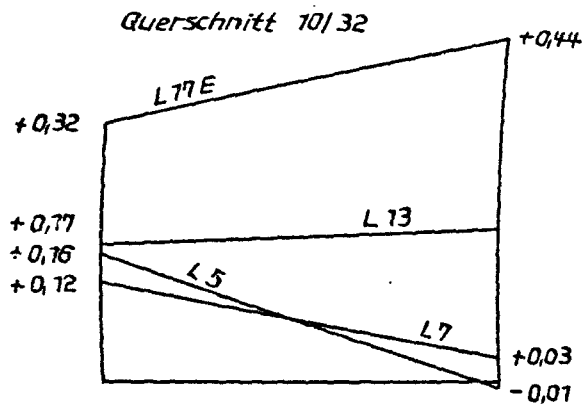


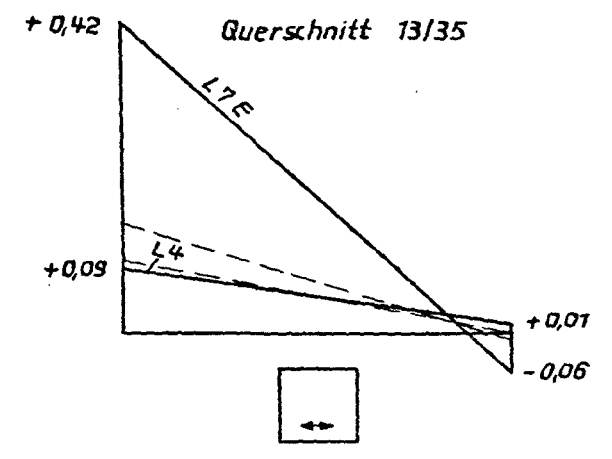
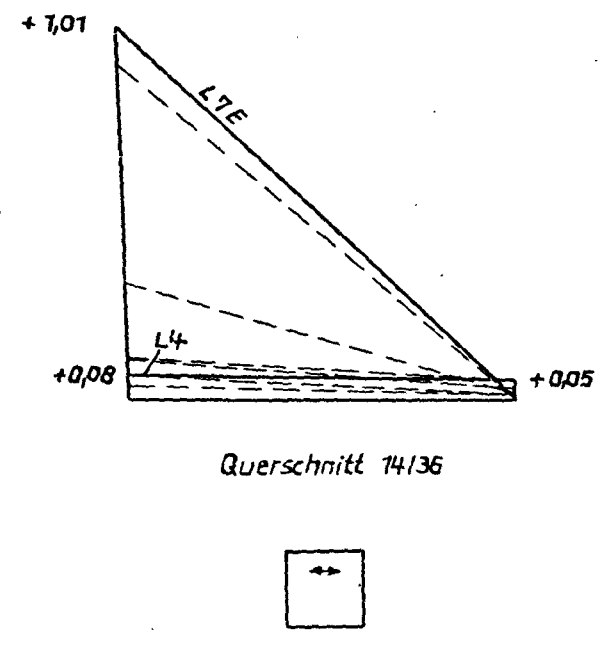
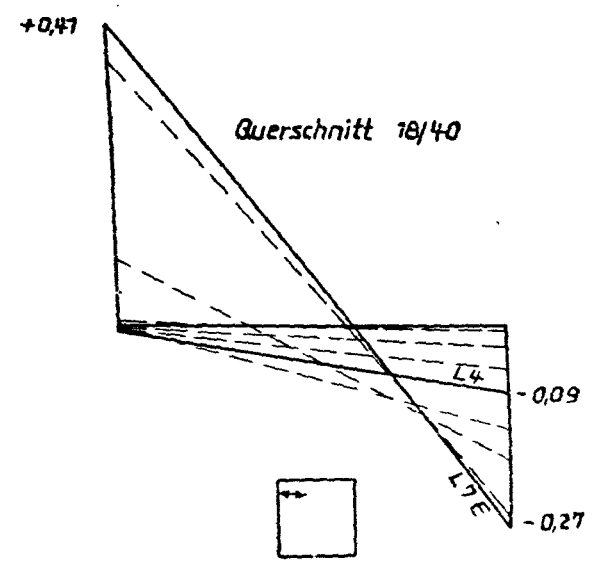
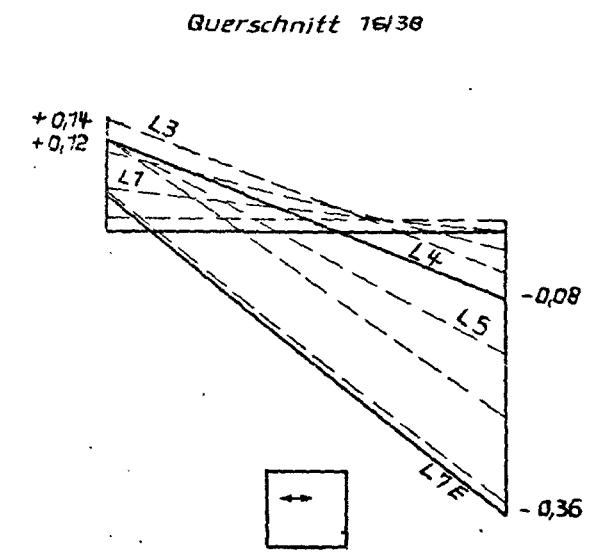
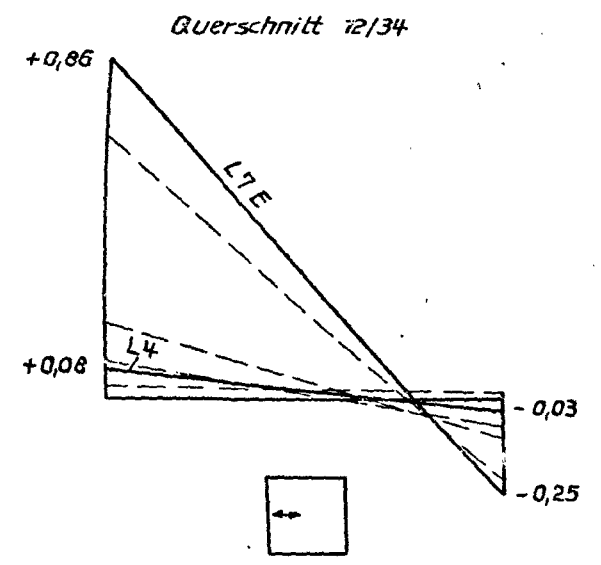
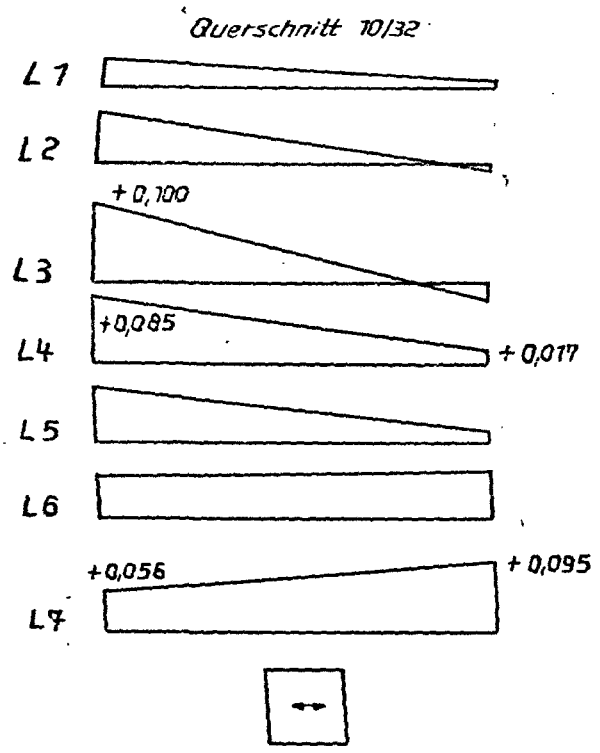
Bild 36



Wand 7  $h/b = 1,0$   
 $e/d = 0,8$   
 $s_{kl}/d = 30$

Dehnungen in den waagerechten Punkten [‰]

Dehnungen in den waagerechten Punkten [‰]

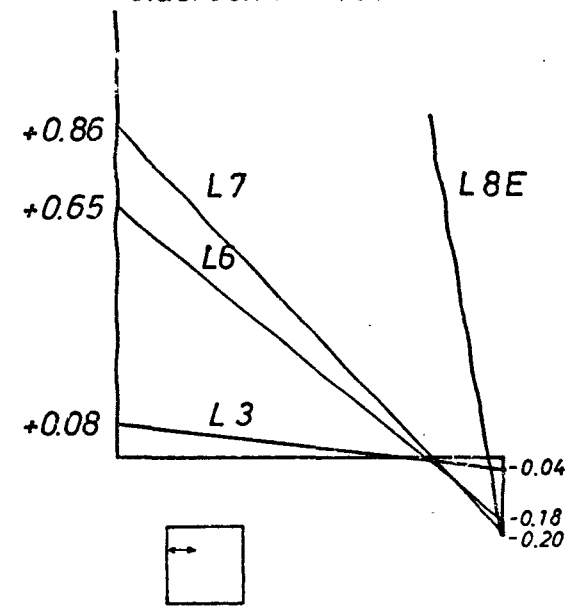


Wand 2  $h/b = 1,0$   
 $e/d = 0,4$   
 $s_{\kappa}/d = 30$

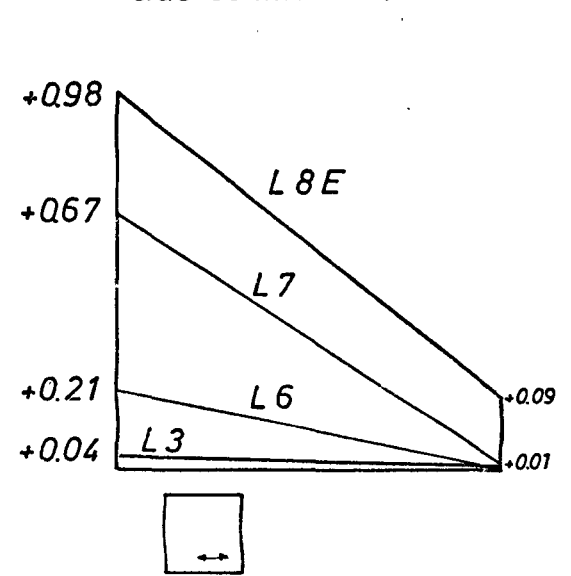
Wand 3 Dehnungen in den waagerechten Punkten [‰]

$h/b = 1.0$   
 $e/d = 0.6$   
 $s_k/d = 3.0$

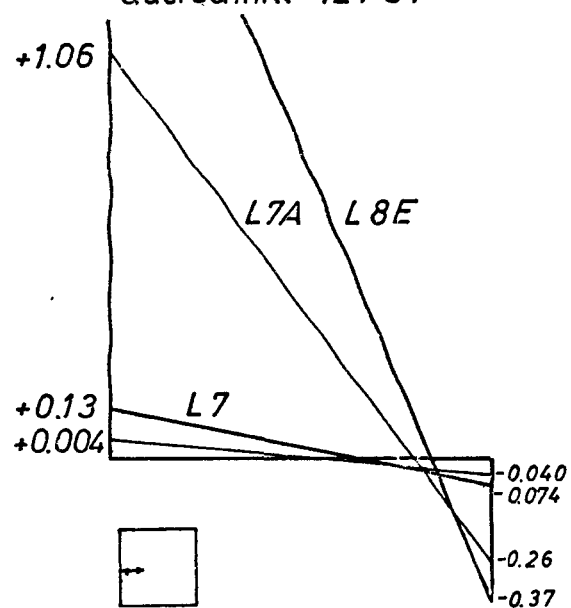
Querschnitt 16/38



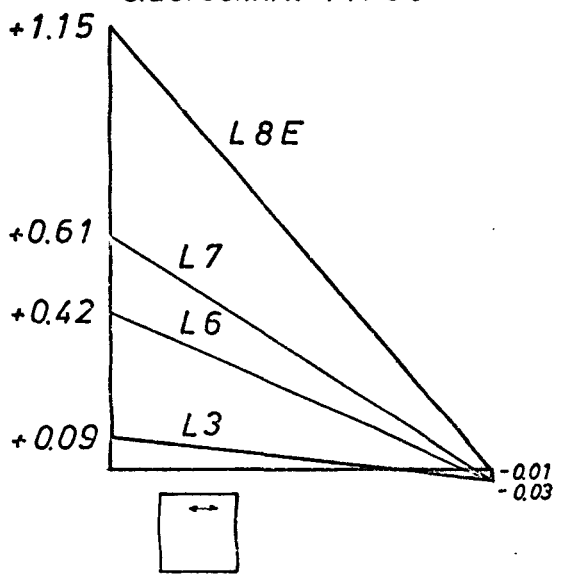
Querschnitt 13/35



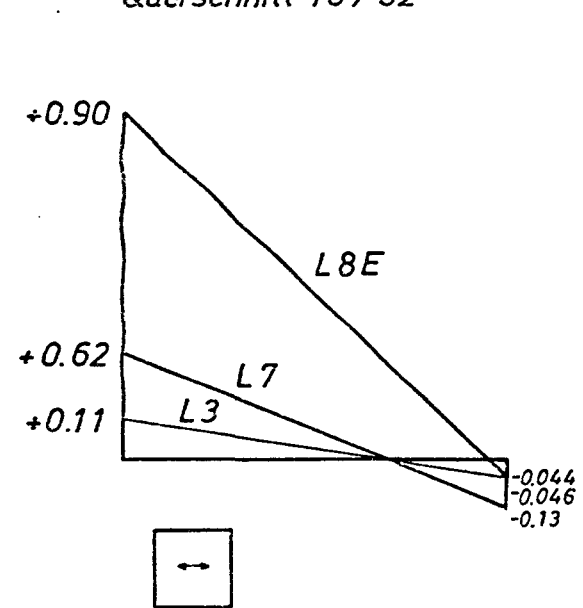
Querschnitt 12/34



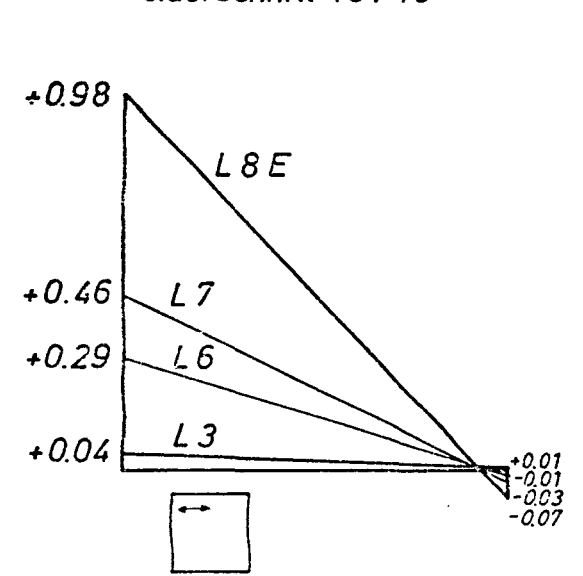
Querschnitt 14/36



Querschnitt 10/32



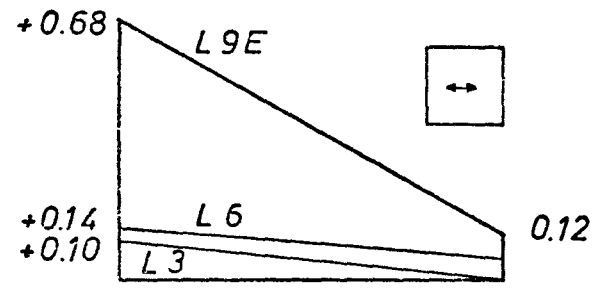
Querschnitt 18/40



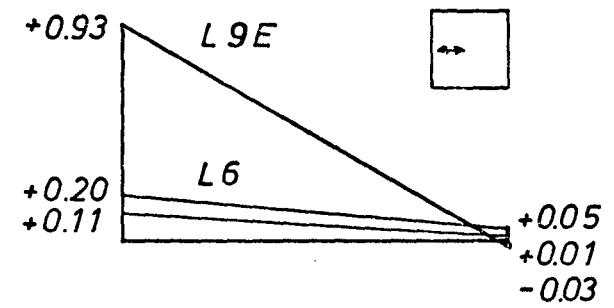
Wand 4 Dehnungen in den waagerechten Punkten [‰]

$h/b = 1.0$   
 $e/d = 0.2$   
 $s_k/d = 30$

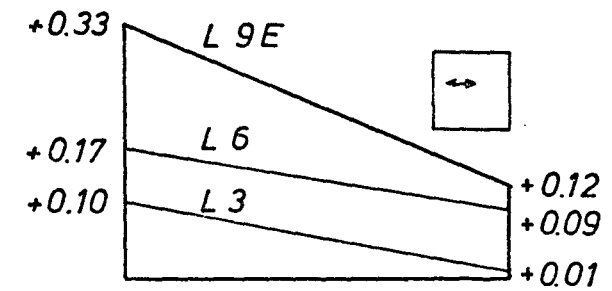
Querschnitt 10/32



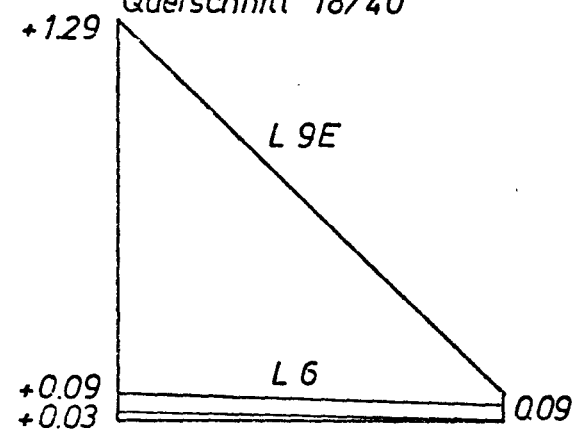
Querschnitt 12/34



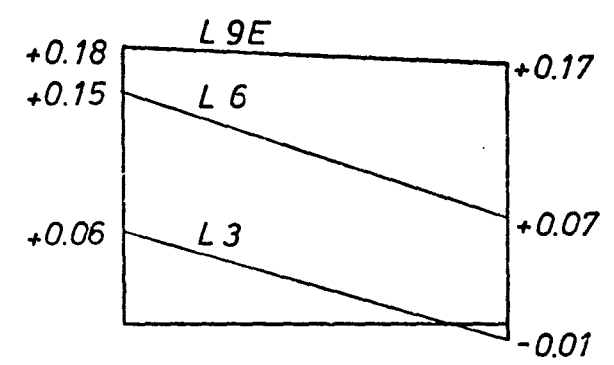
Querschnitt 16/38



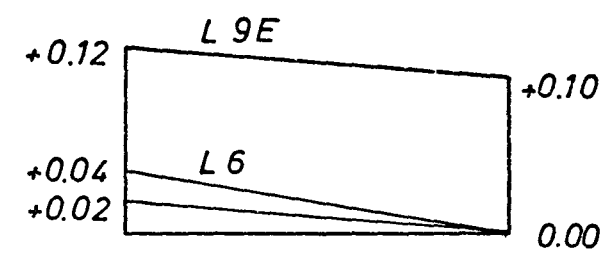
Querschnitt 18/40



Querschnitt 14/36

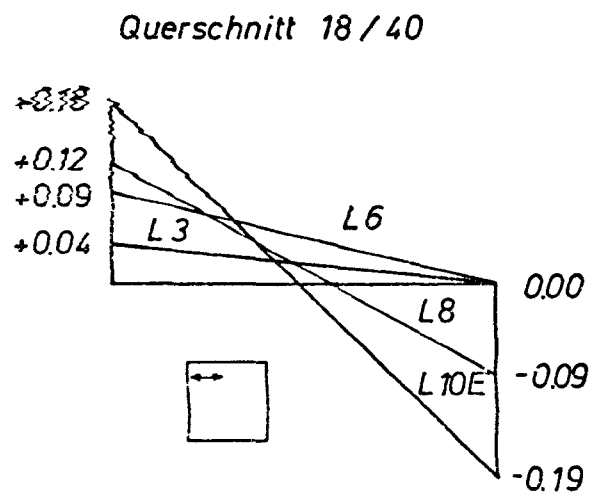
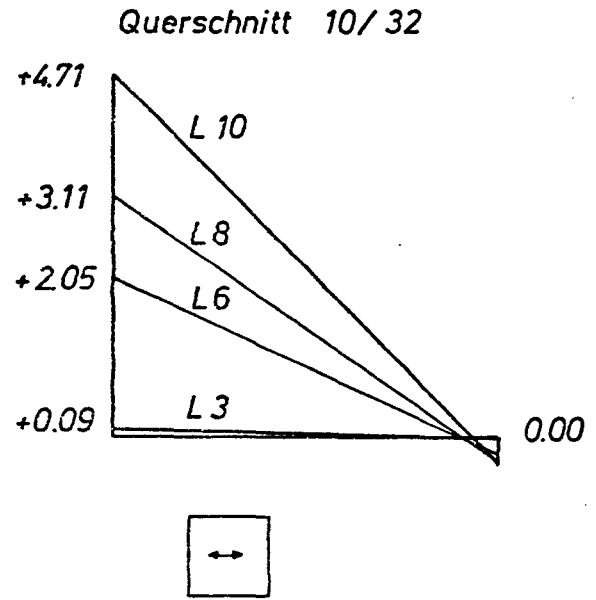
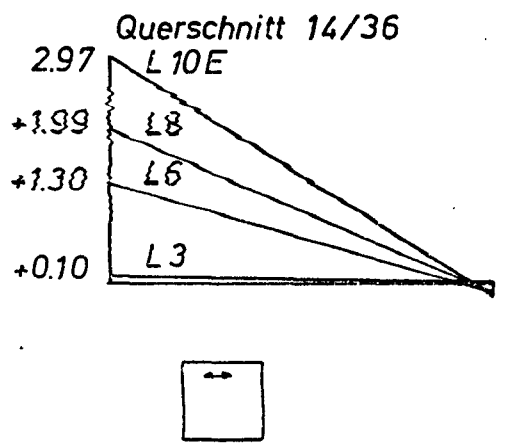
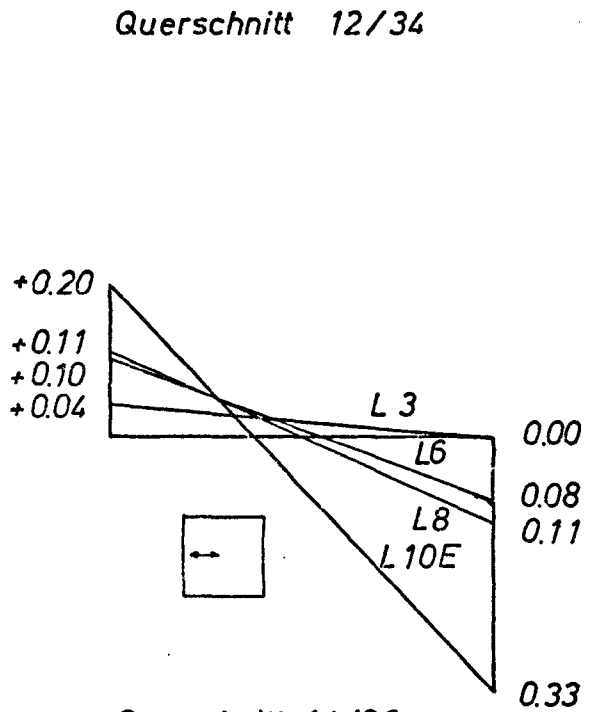
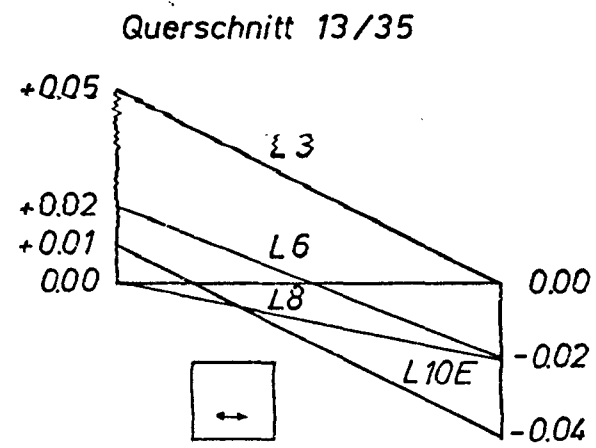
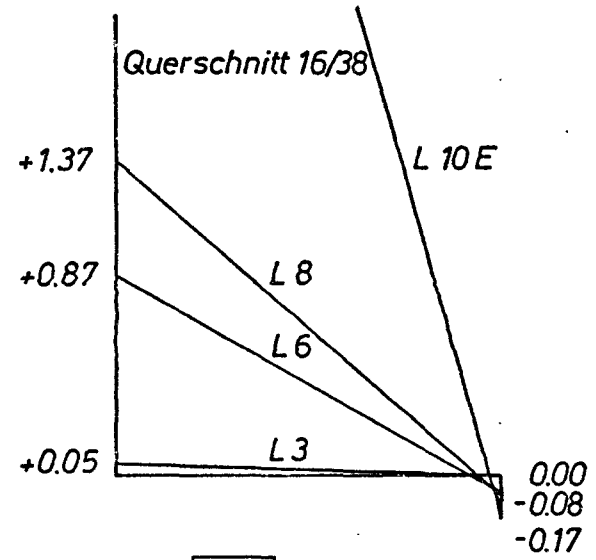


Querschnitt 13/35



Wand 5 Dehnungen in den waagerechten Punkten [‰]

$h/b = 1.0$   
 $e/d = 0.6$   
 $s_k/d = 2.0$

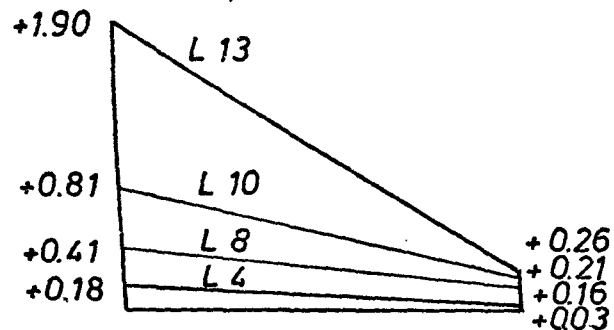


Wand 6

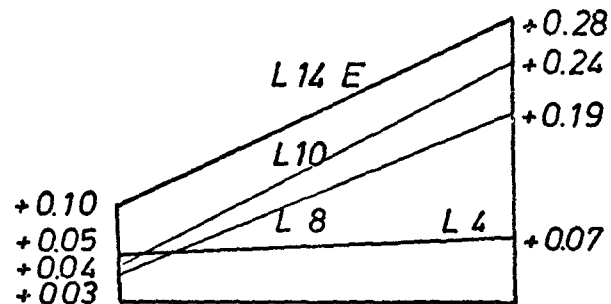
Dehnungen in den waagerechten Punkten L<sub>0</sub>/∞

$$\begin{aligned} h/b &= 1.0 \\ e/d &= 0.3 \\ s_k/d &= 2.0 \end{aligned}$$

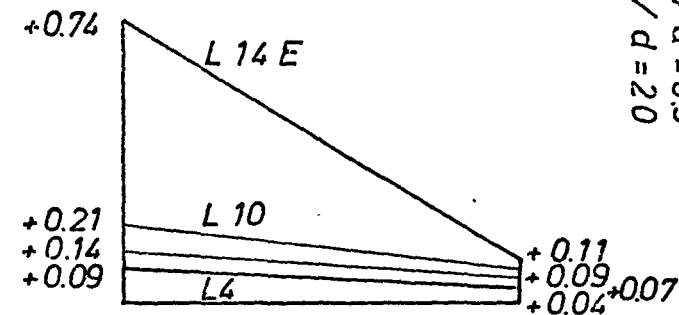
Querschnitt 10/32



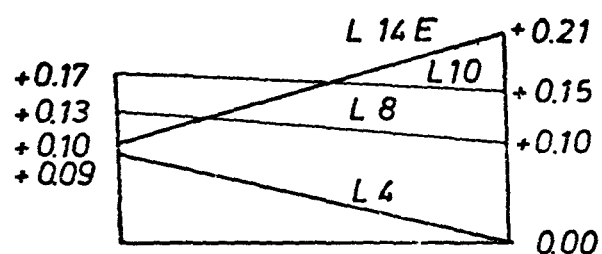
Querschnitt 12/34



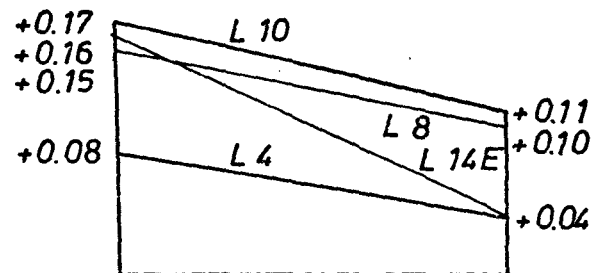
Querschnitt 16/38



Querschnitt 18/40



Querschnitt 14/36



Querschnitt 13/35

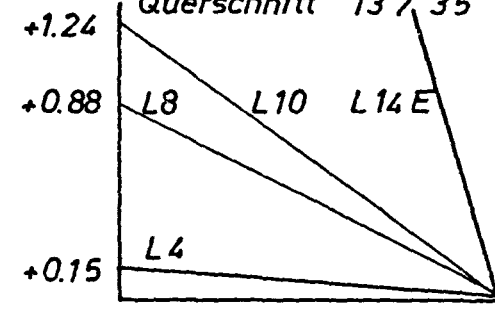
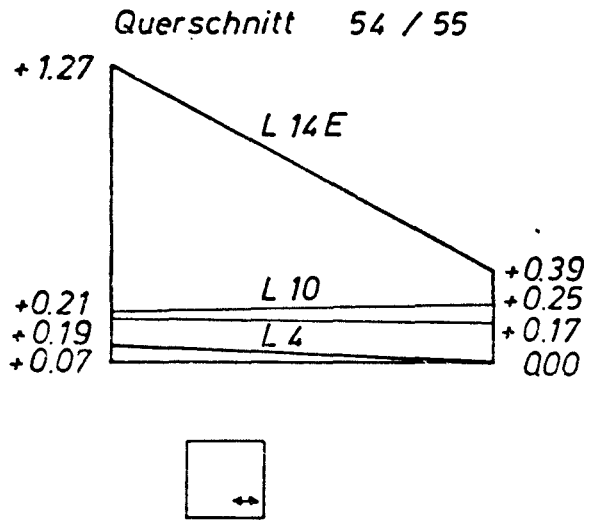
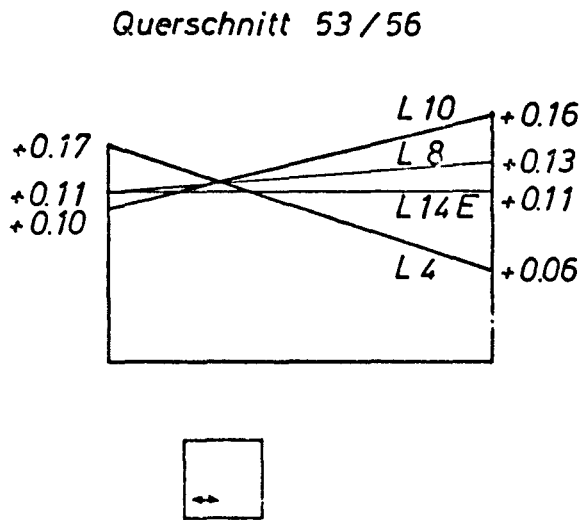


Bild 42

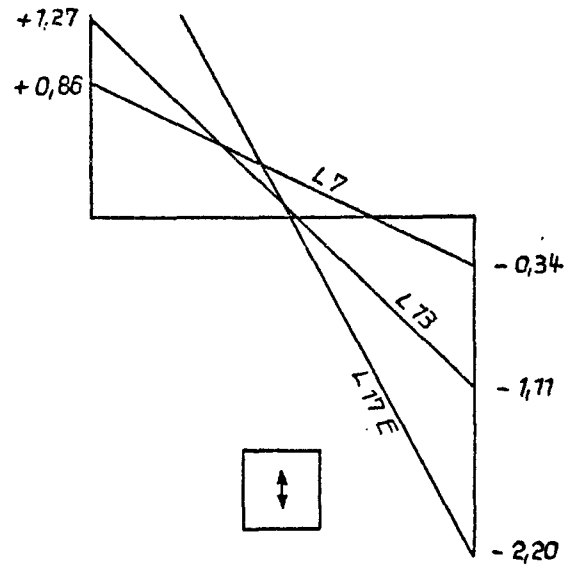
Wand 6 Dehnungen in den waagerechten Punkten [%]

$h/b = 1.0$   
 $e/d = 0.3$   
 $s_k/d = 20$

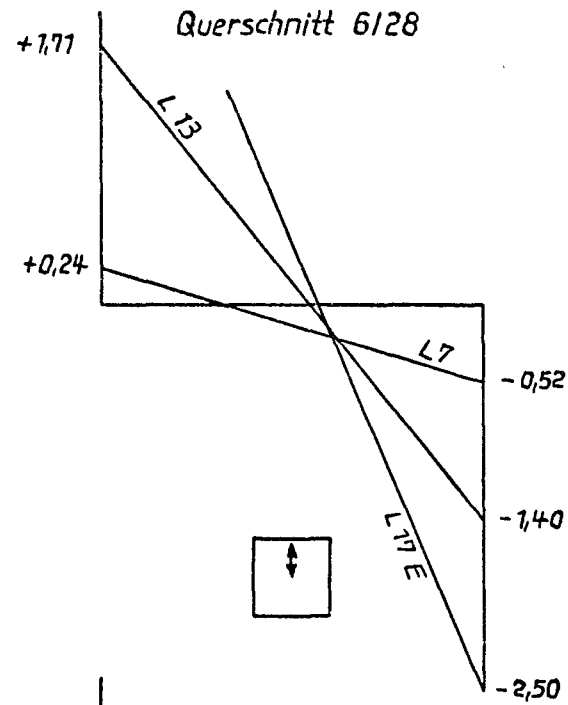




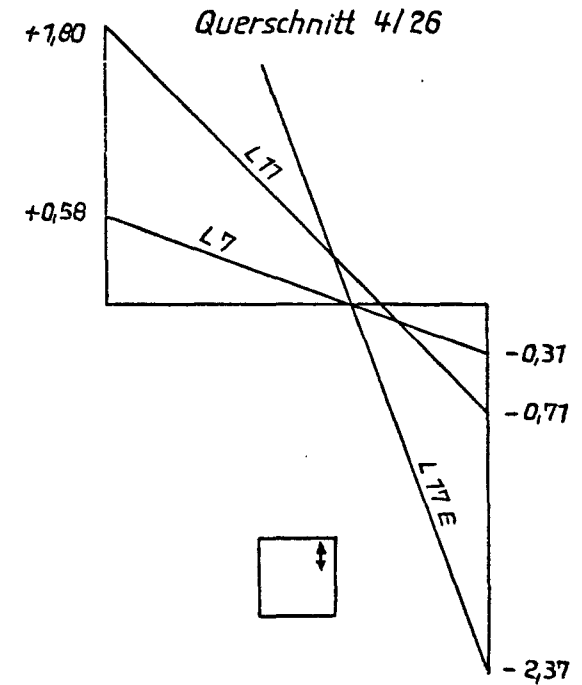
Querschnitt 1/23



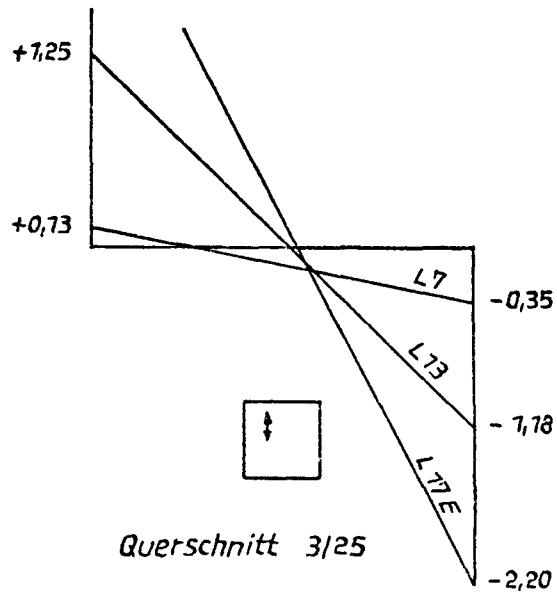
Querschnitt 6/28



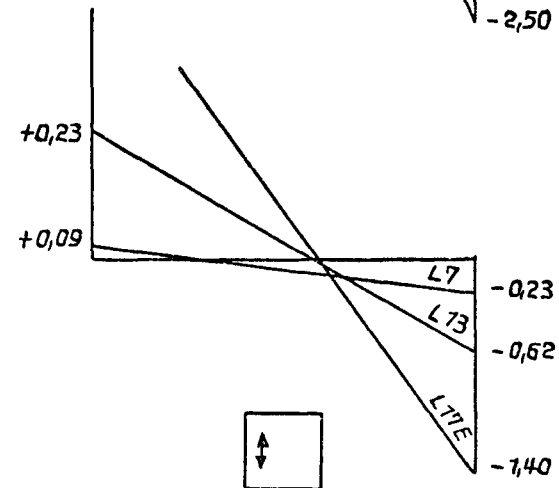
Querschnitt 4/26



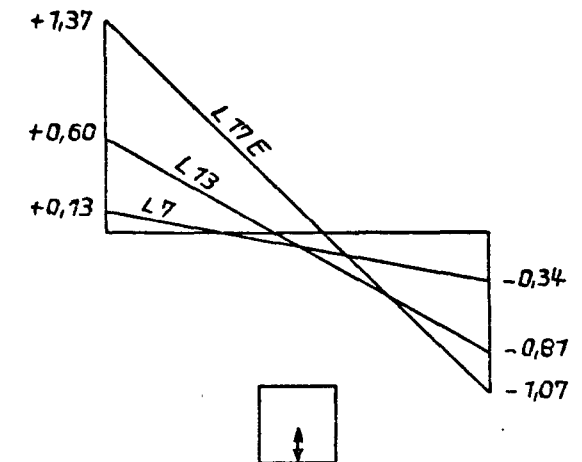
69



Querschnitt 3/25



Querschnitt 8/30

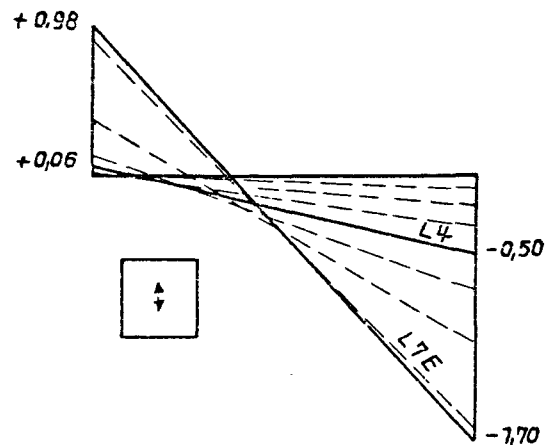


Querschnitt 9/31

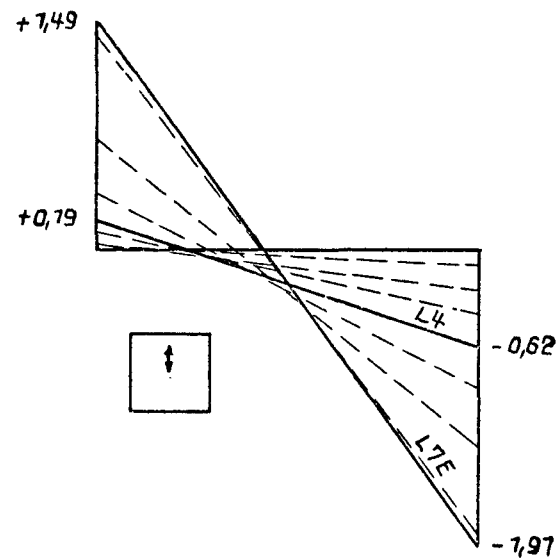
Wand 1  $h/b = 1,0$   
 $e/d = 0,8$   
 $s_K/d = 30$

Dehnungen in den lotrechten Punkten [‰]

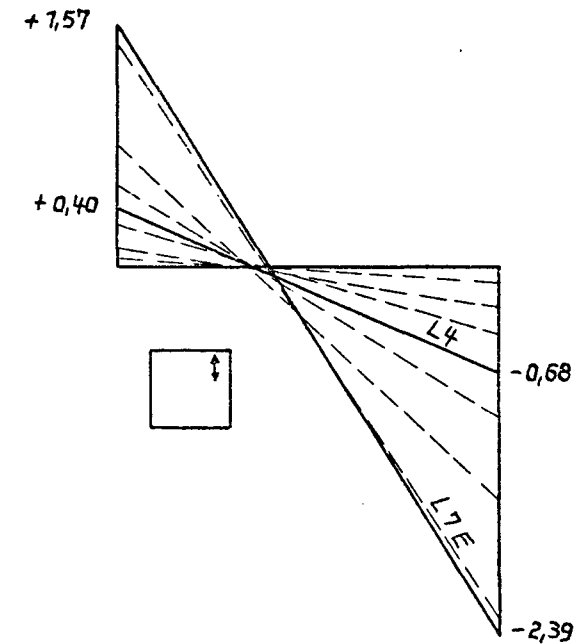
Querschnitt 1/23



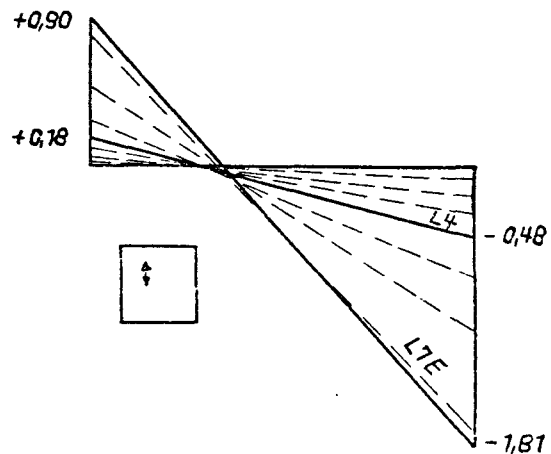
Querschnitt 6/28



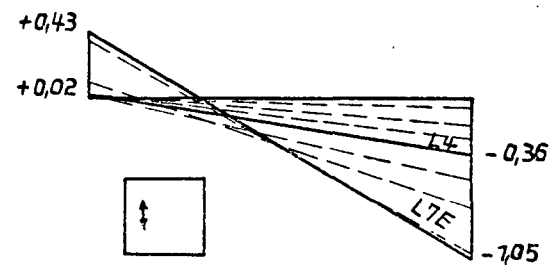
Querschnitt 4/26



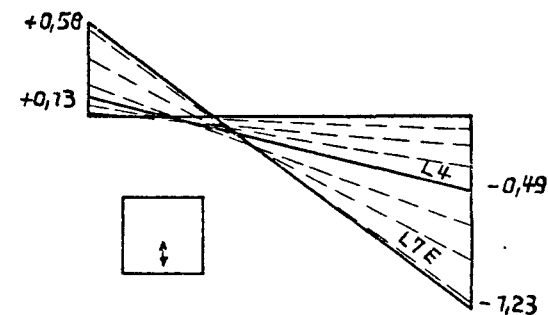
Querschnitt 3/25



Querschnitt 8/30



Querschnitt 9/31



L4: Laststufe 4 (vor dem 1. Riss)  
L7E: Laststufe 7 (Endzustand)

Wand 2  $h/b = 1,0$   
 $e/d = 0,4$   
 $s_{kl}/d = 30$

Wand 3

Dehnungen in den lotrechten Punkten [‰]

$h/b = 1.0$   
 $e/d = 0.6$   
 $s/d_k = 30$

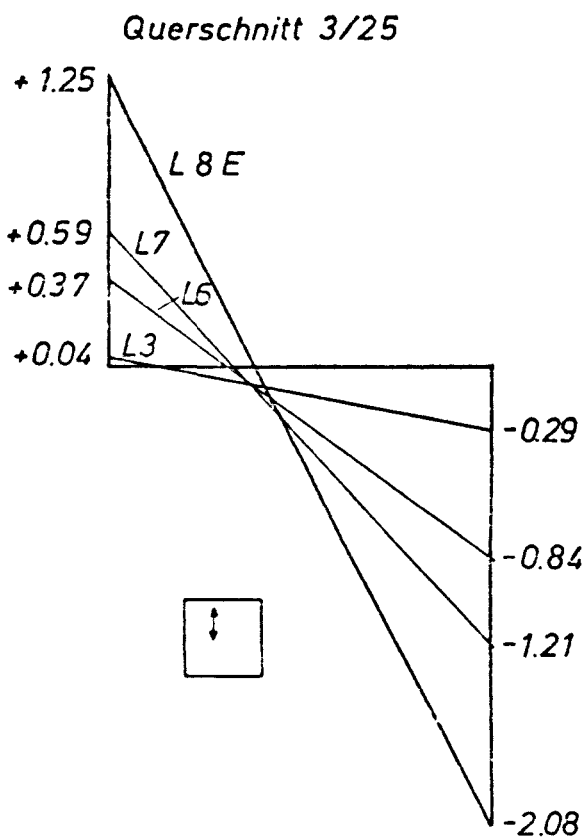
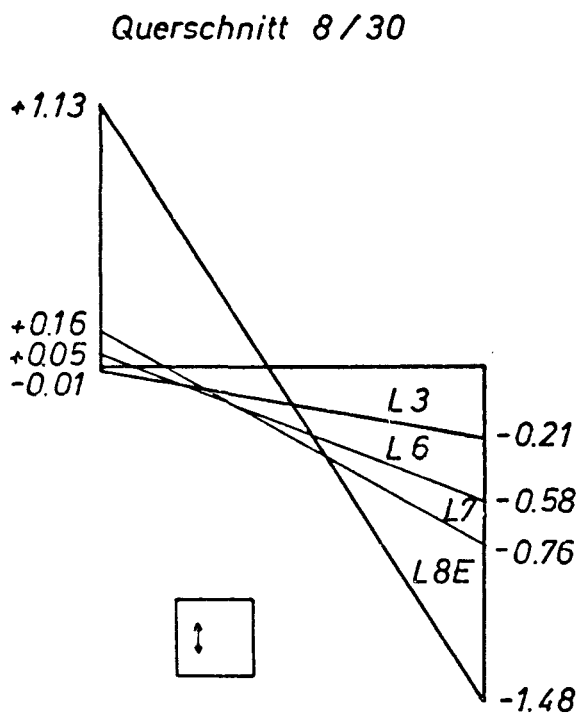
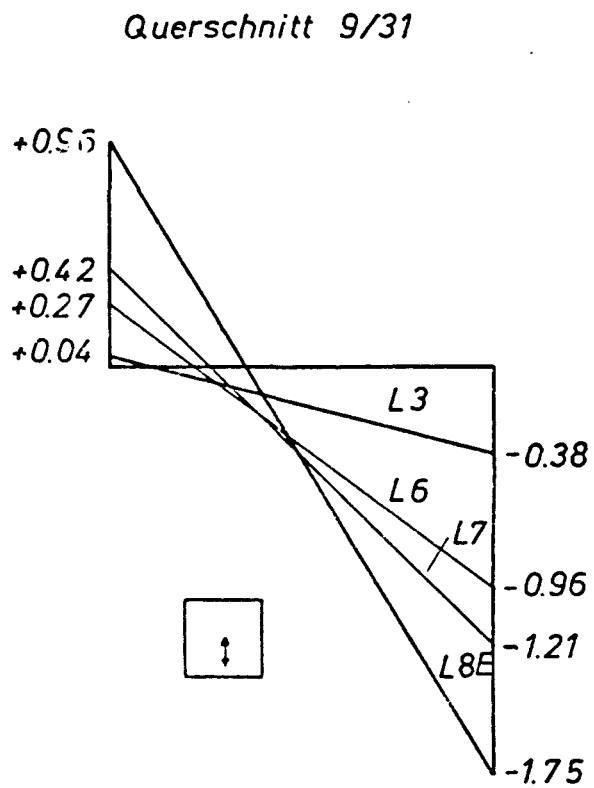
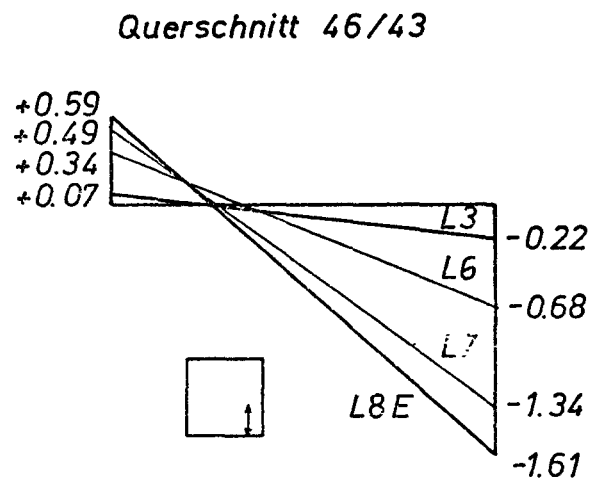
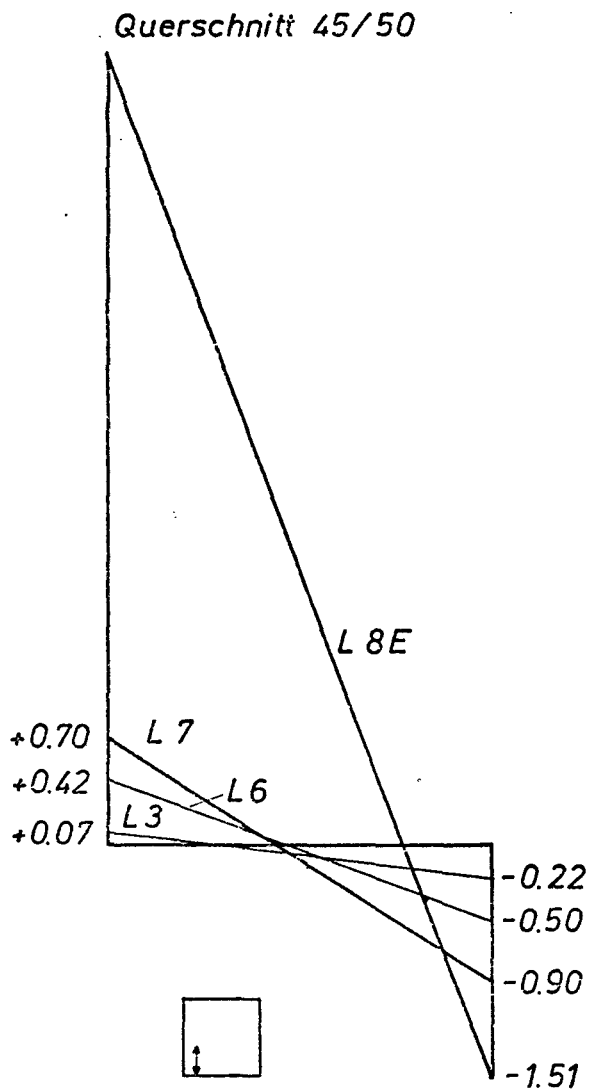


Bild 4.6

Wand 3 Dehnungen in den lotrechten Punkten [%]

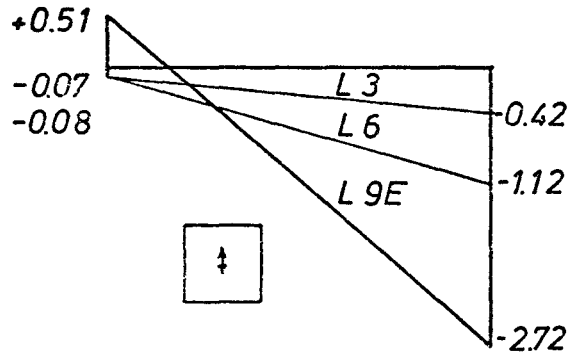
$h/b = 1.0$   
 $e/d = 0.6$   
 $s_k/d = 30$



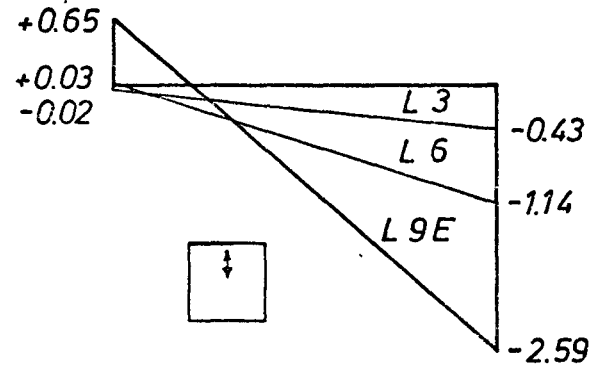
# Wand 4 Dehnungen in den lotrechten Punkten [‰]

$$\begin{aligned} h/b &= 1.0 \\ e/d &= 0.2 \\ s_k/d &= 3.0 \end{aligned}$$

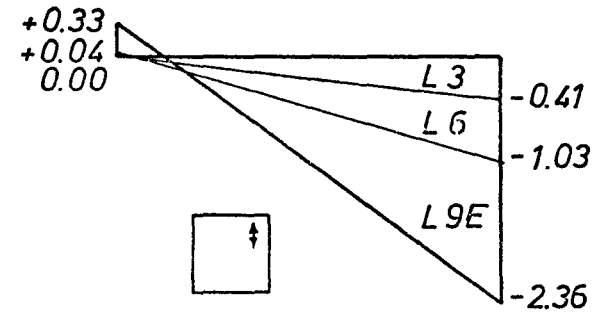
Querschnitt 1/23



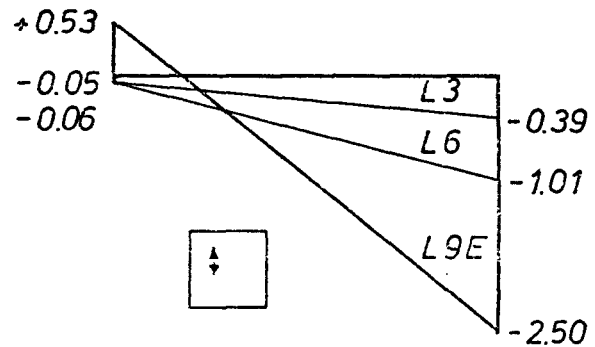
Querschnitt 6/28



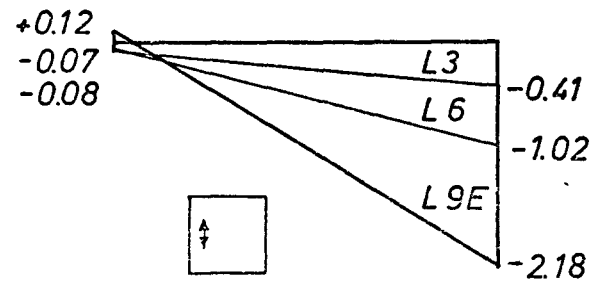
Querschnitt 4/26



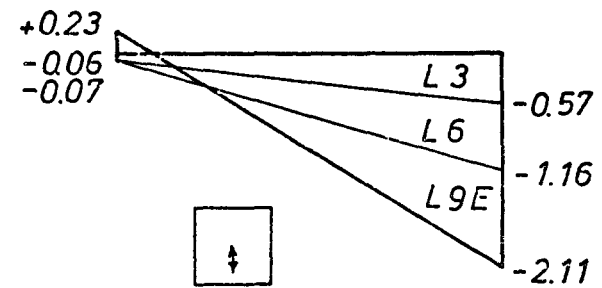
Querschnitt 3/25



Querschnitt 8/30



Querschnitt 9/31

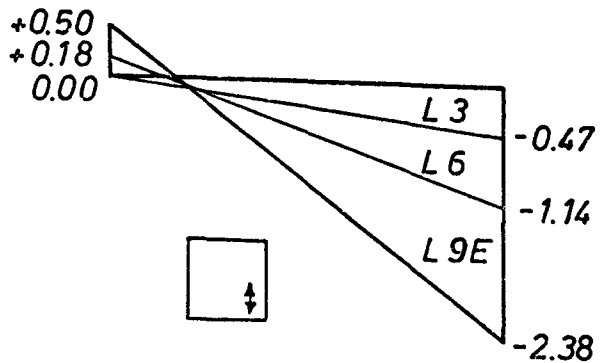


Wand 4

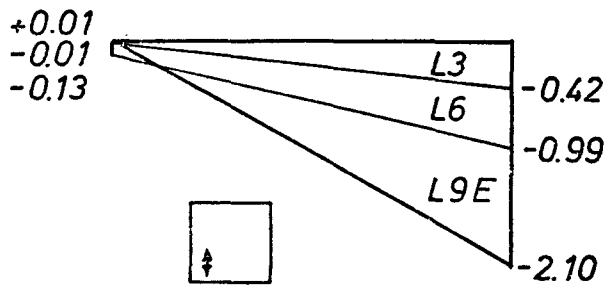
Dehnungen in den lotrechten Punkten [‰]

$h/b = 1.0$   
 $e/d = 0.2$   
 $s_k/d = 30$

Querschnitt 46/49



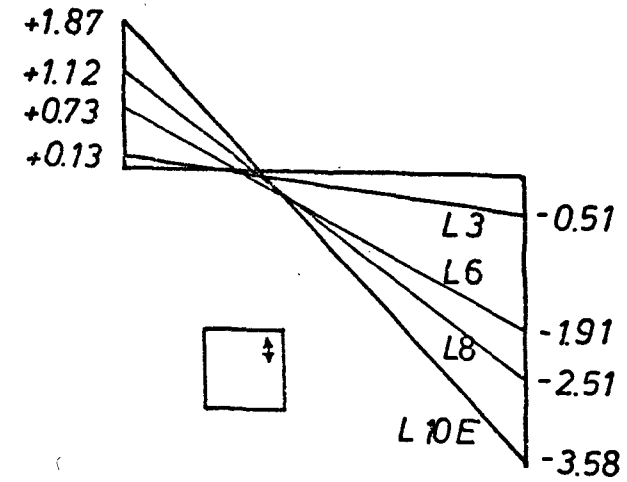
Querschnitt 45/50



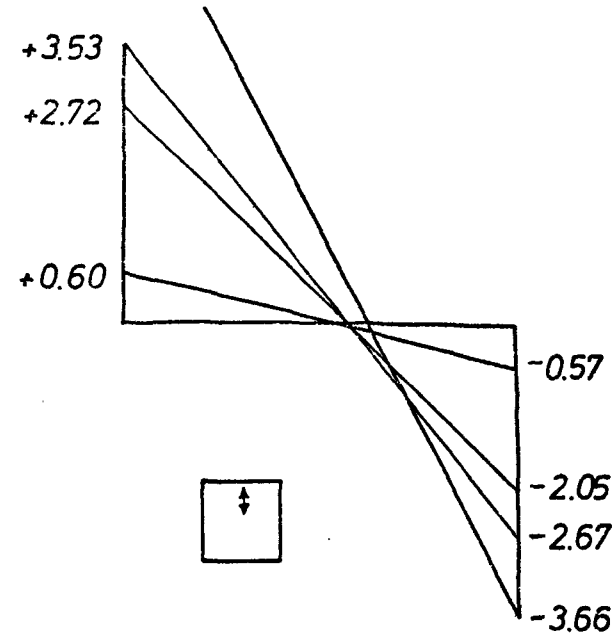
# Wand 5 Dehnungen in den lotrechten Punkten [‰]

$$\begin{aligned} h/b &= 1.0 \\ e/d &= 0.6 \\ s_k/d &= 2.0 \end{aligned}$$

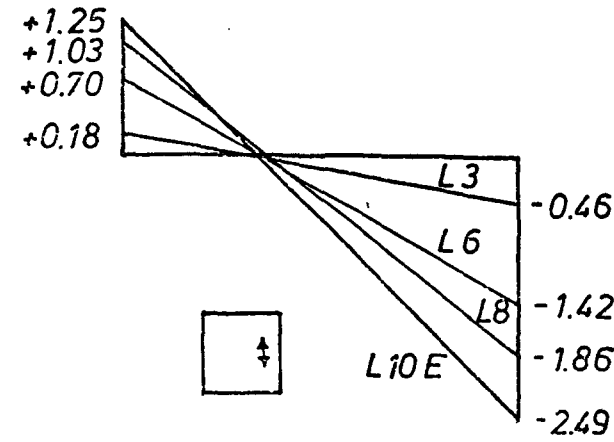
Querschnitt 4/26



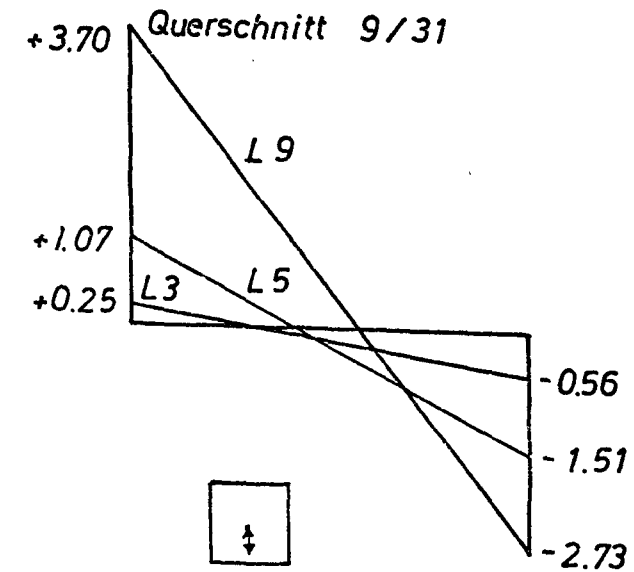
Querschnitt 6/28



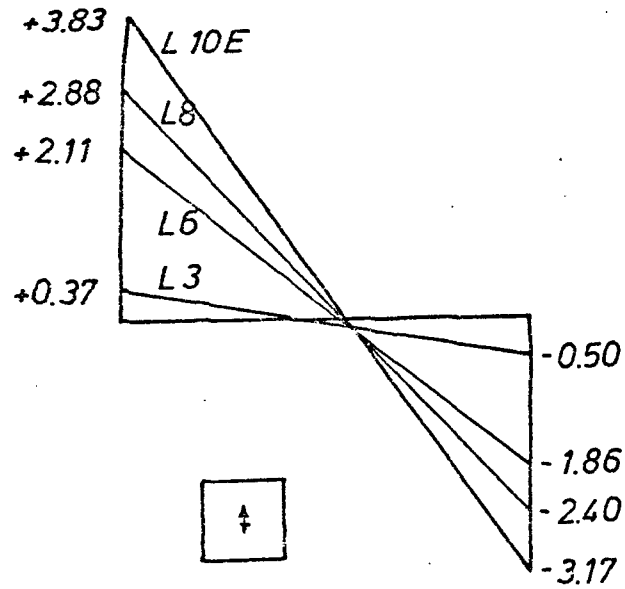
Querschnitt 8/30



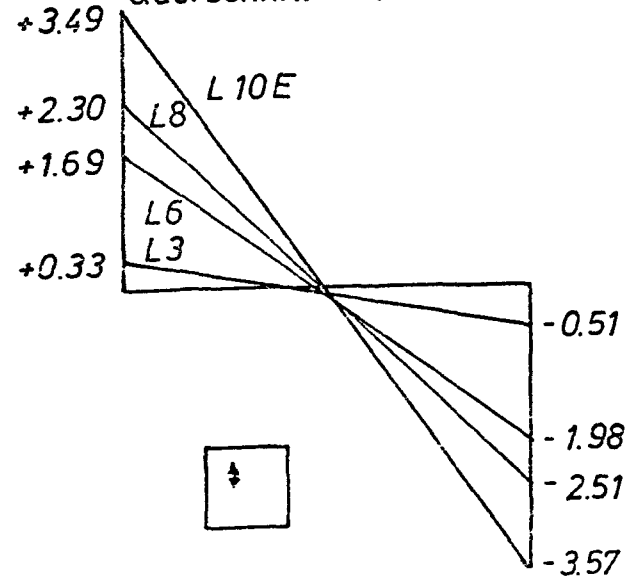
Querschnitt 9/31



Querschnitt 1/23



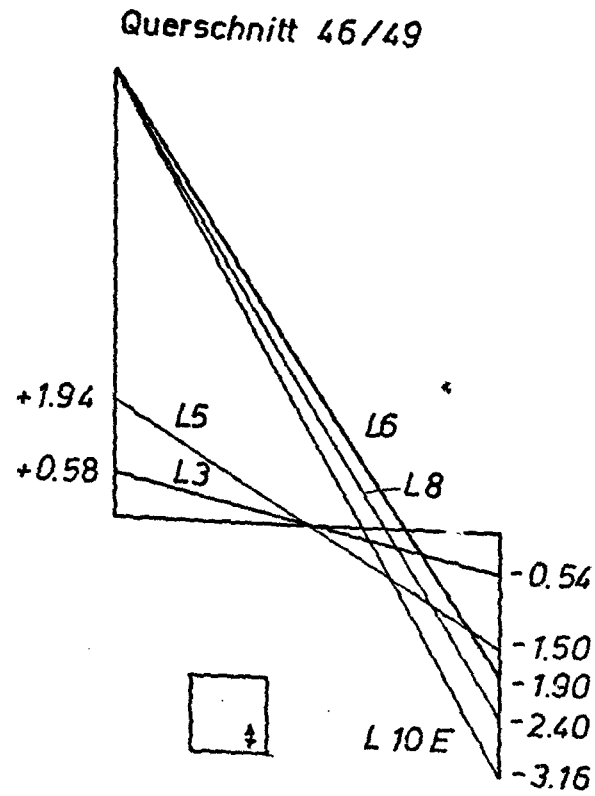
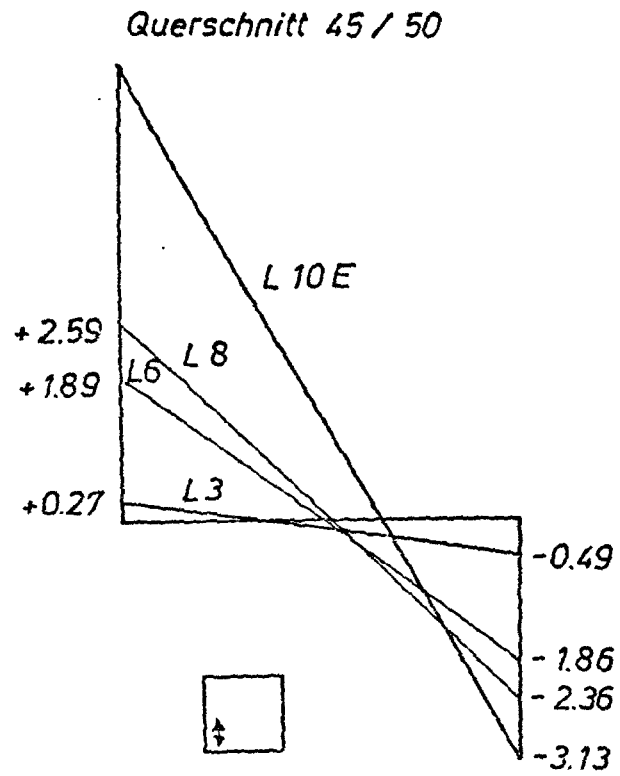
Querschnitt 3/25





# Wand 5 Dehnungen in den lotrechten Punkten [‰]

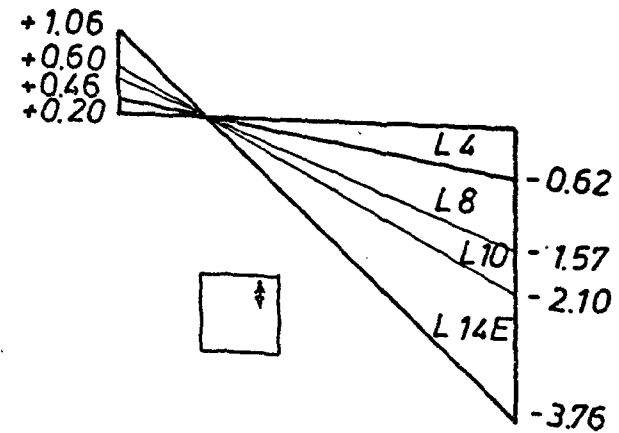
$$\begin{aligned} h/b &= 1.0 \\ e/d &= 0.6 \\ s_k/d &= 2.0 \end{aligned}$$



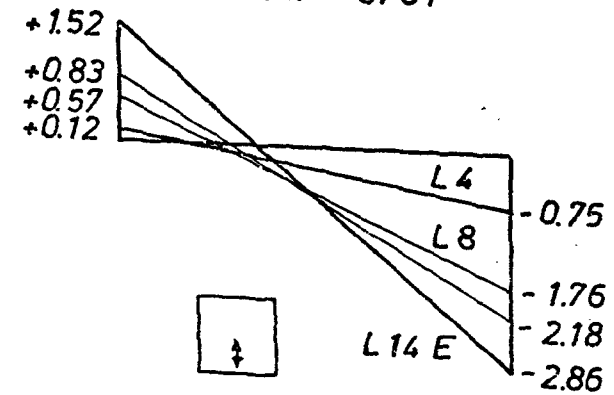
# Wand 6 Dehnungen in den lotrechten Punkten [%]

$$\begin{aligned} h/b &= 1.0 \\ e/d &= 0.3 \\ s_k/d &= 2.0 \end{aligned}$$

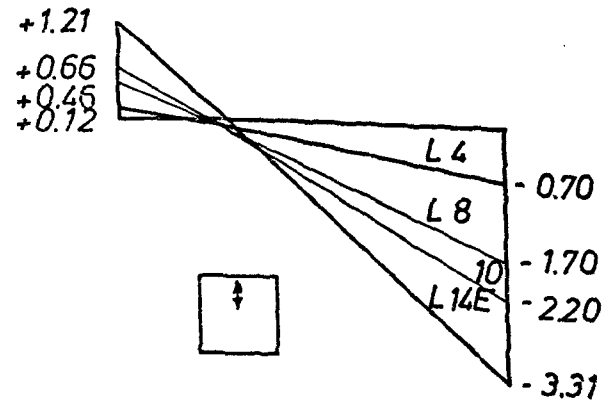
Querschnitt 4/26



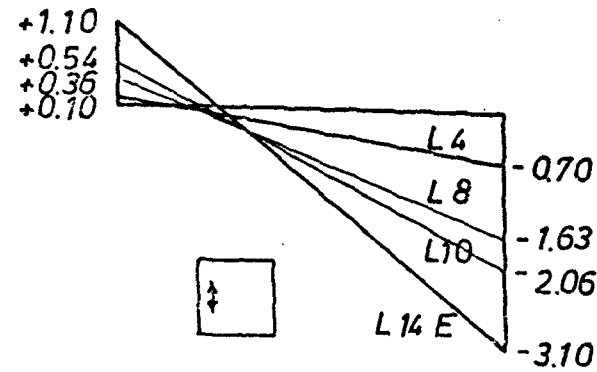
Querschnitt 9/31



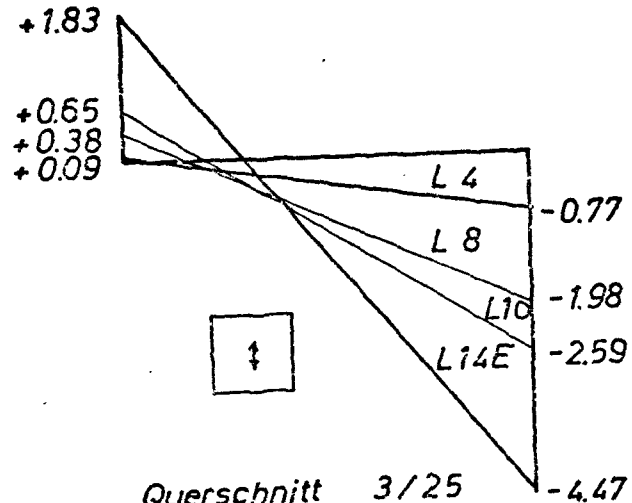
Querschnitt 6/28



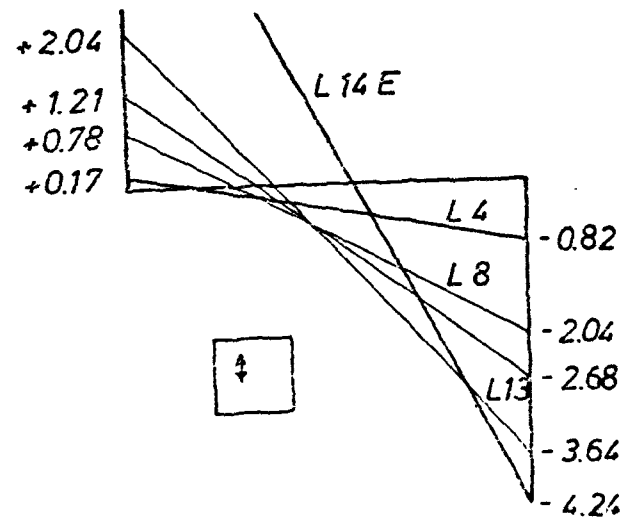
Querschnitt 8/30



Querschnitt 1/23



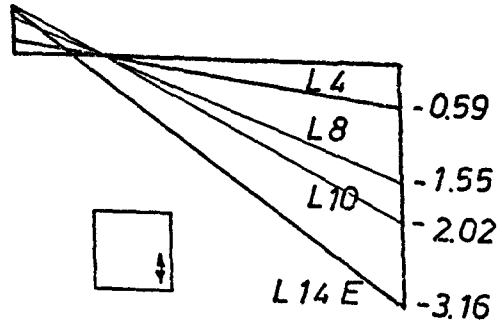
Querschnitt 3/25



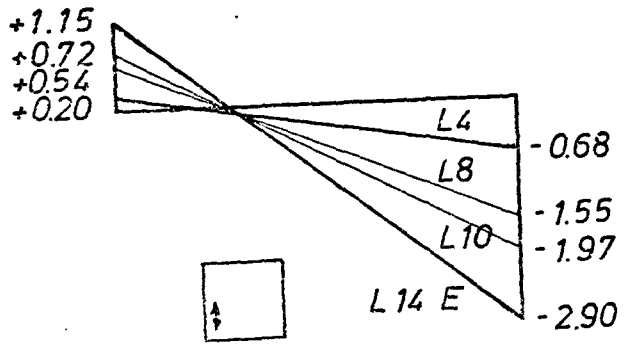
Wand 6 Dehnungen in den lotrechten Punkten [‰]

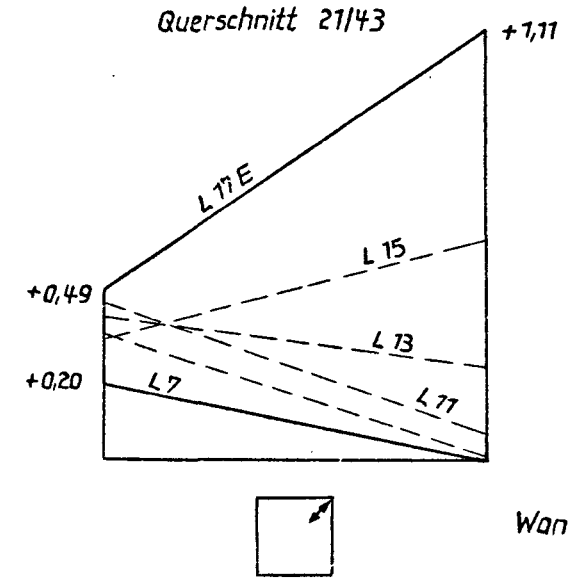
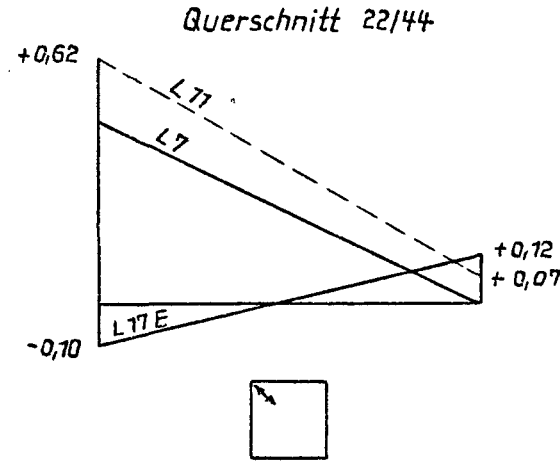
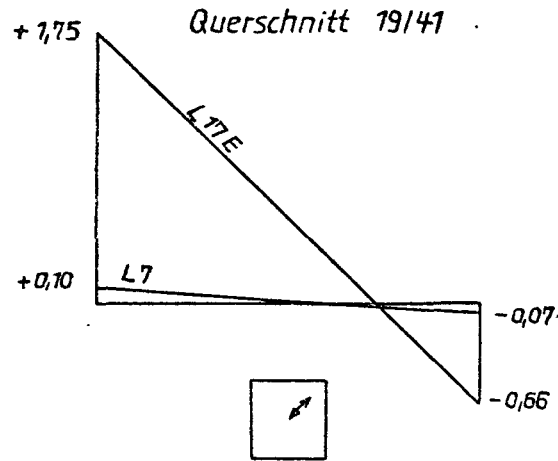
$h/b = 1.0$   
 $e/d = 0.3$   
 $s_k/d = 2.0$

Querschnitt 46/49



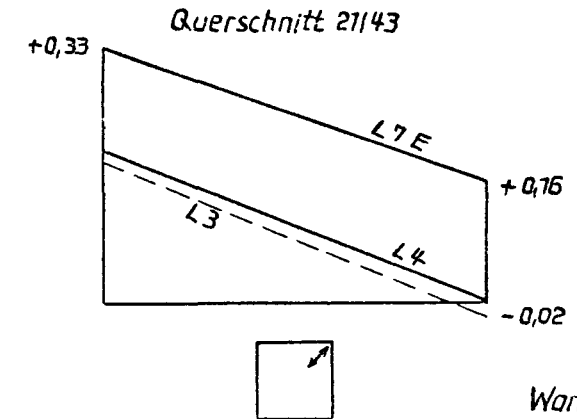
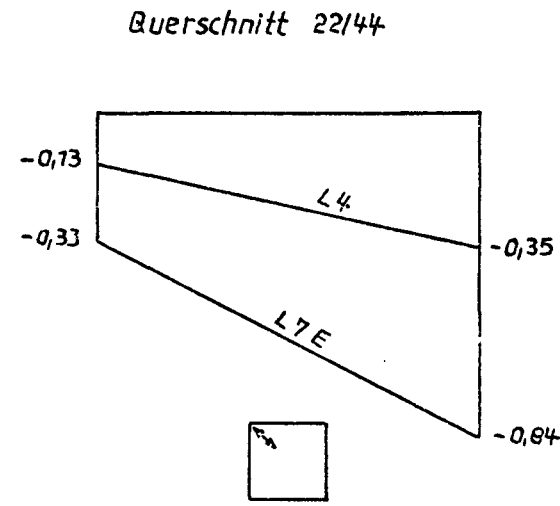
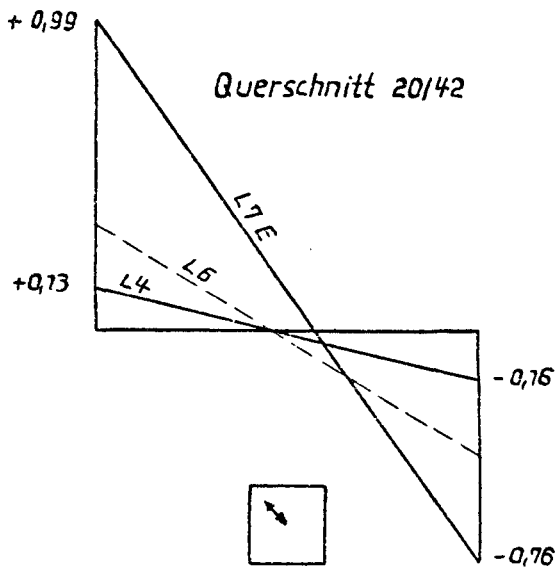
Querschnitt 45/50





Wand 1  $h/b = 1,0$   
 $e/d = 0,8$   
 $s_{K/d} = 30$

08

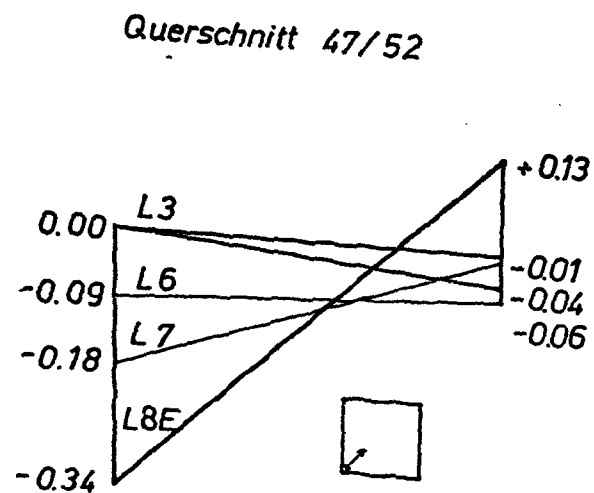
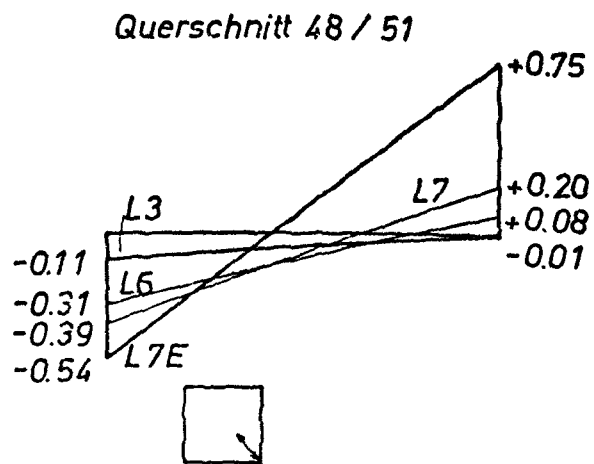
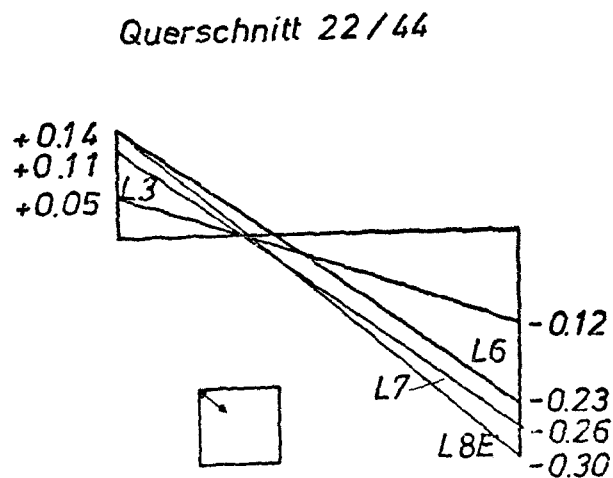
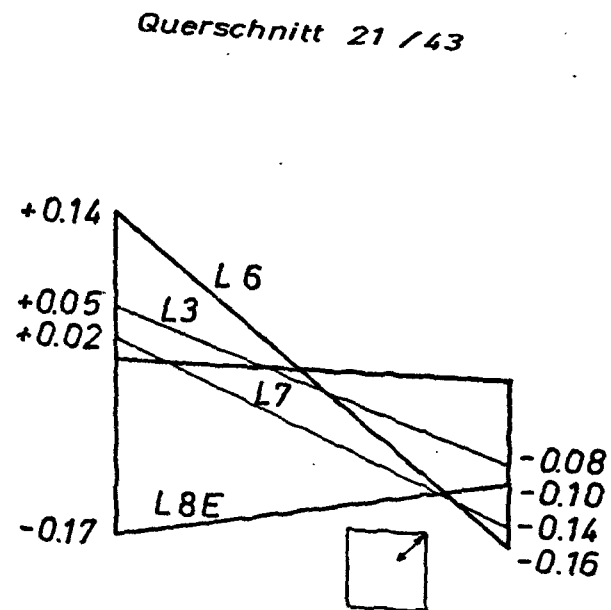
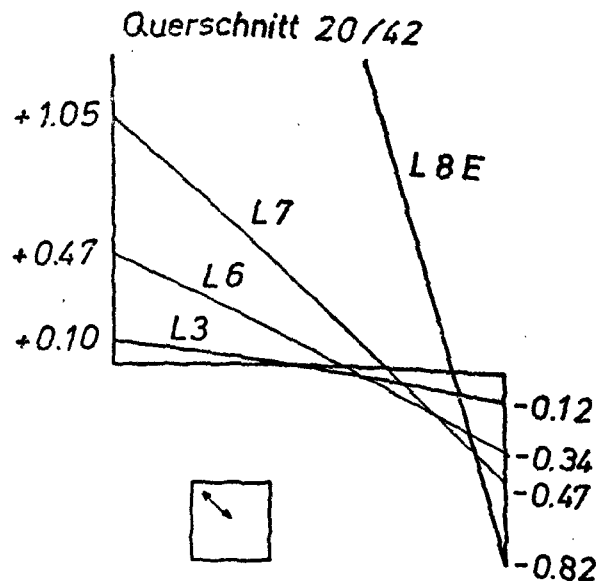
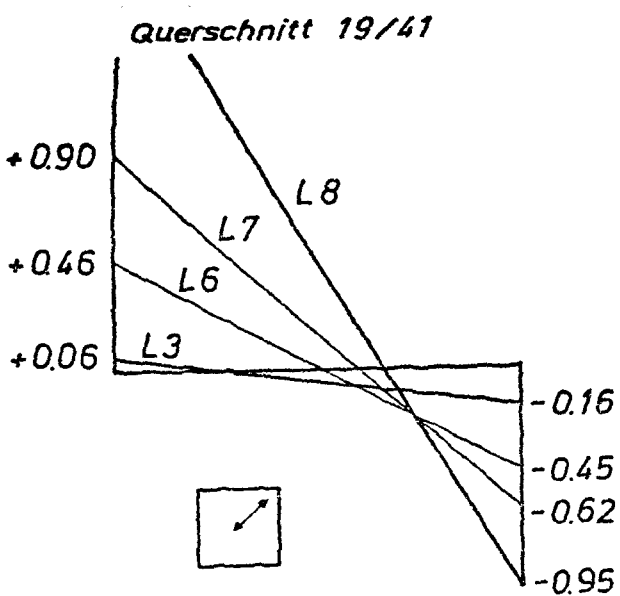


Wand 2  $h/b = 1,0$   
 $e/d = 0,4$   
 $s_{K/d} = 30$

Dehnungen in den Diagonalrichtungen Wand 1 u. Wand 2 [‰]

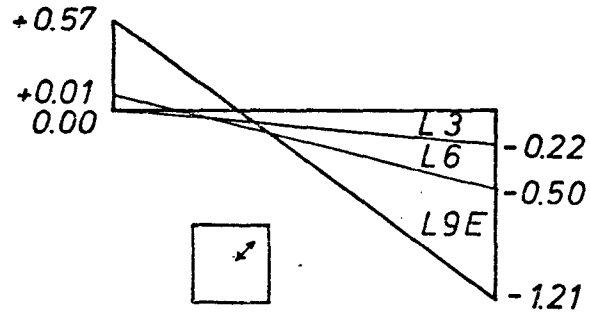
**Wand 3** Dehnungen in den diagonalen Punkten [‰]

$h/b = 1.0$   
 $e/d = 0.6$   
 $s/d = 30$

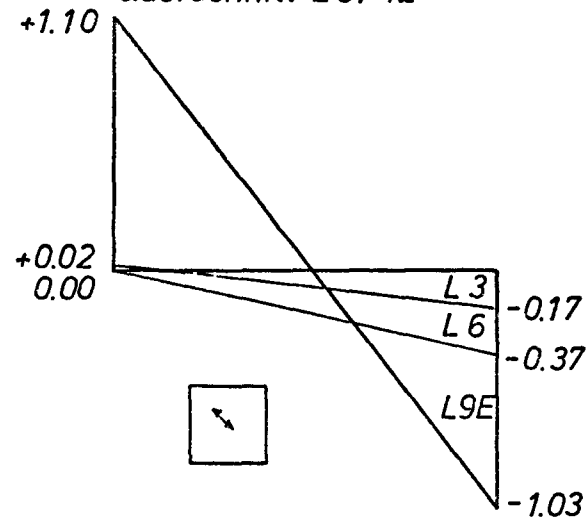


$$\begin{aligned} h/b &= 1.0 \\ e/d &= 0.8 \\ s_k/d &= 30 \end{aligned}$$

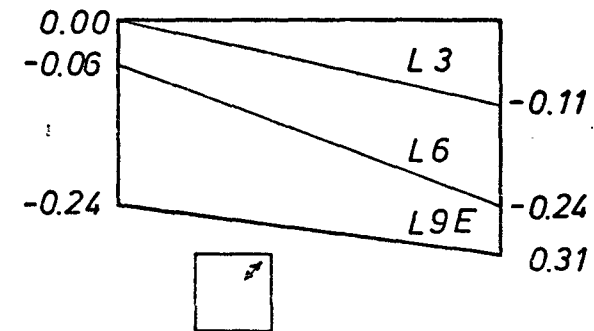
Querschnitt 19/41



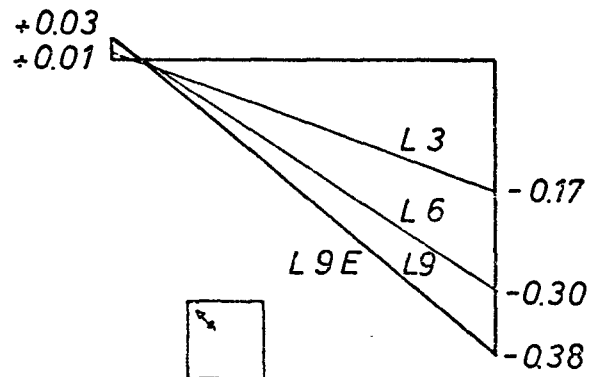
Querschnitt 20/42



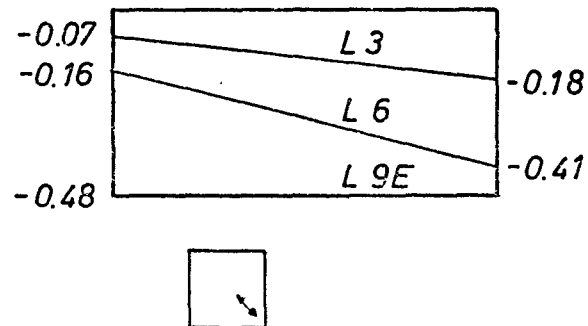
Querschnitt 21/43



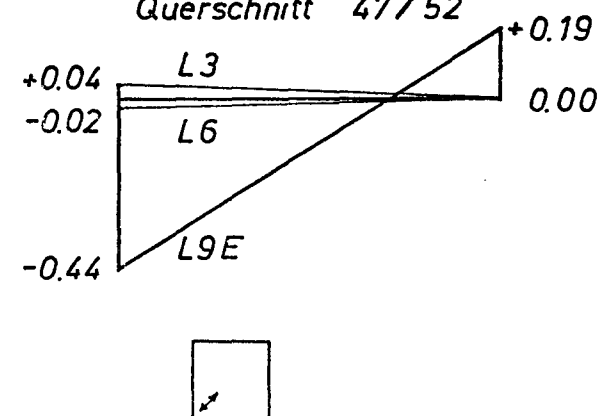
Querschnitt 22/44



Querschnitt 48/57

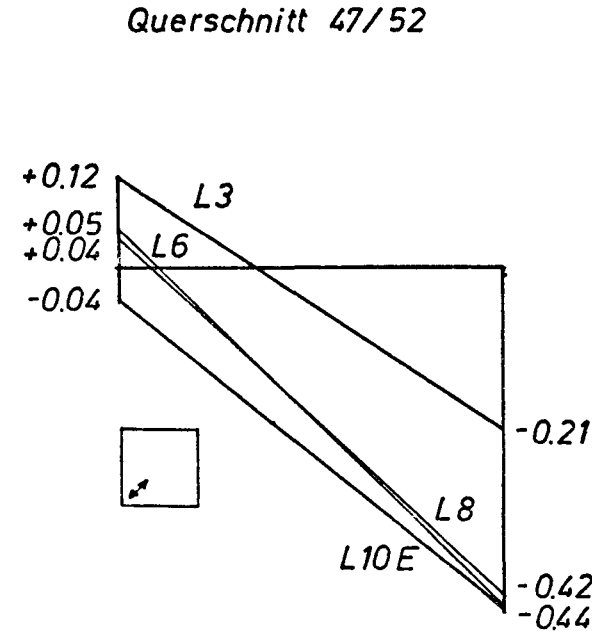
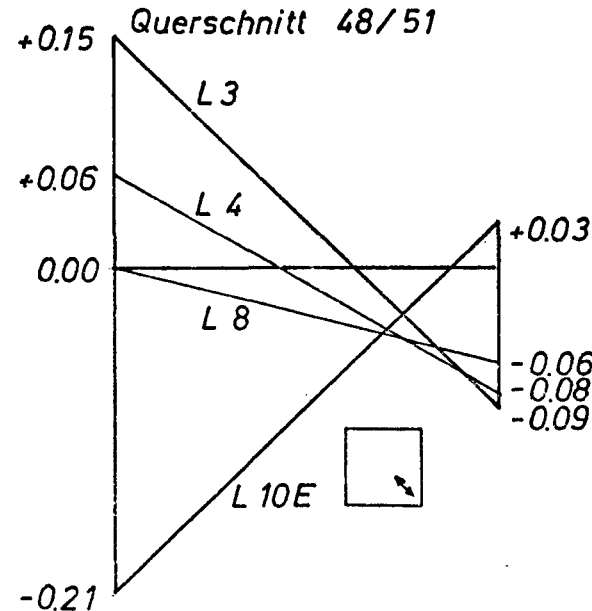
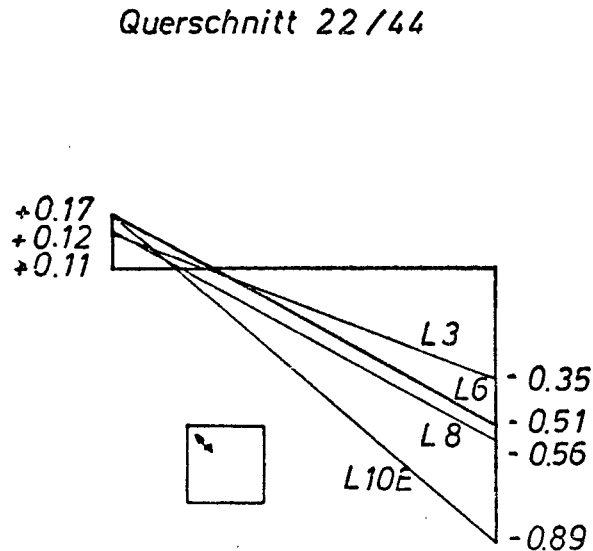
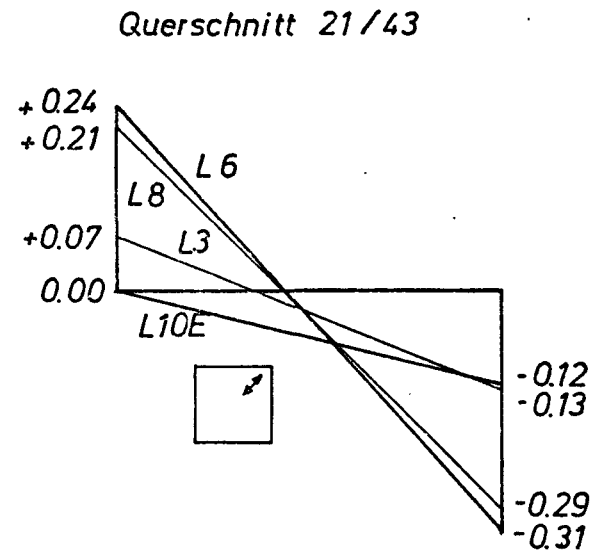
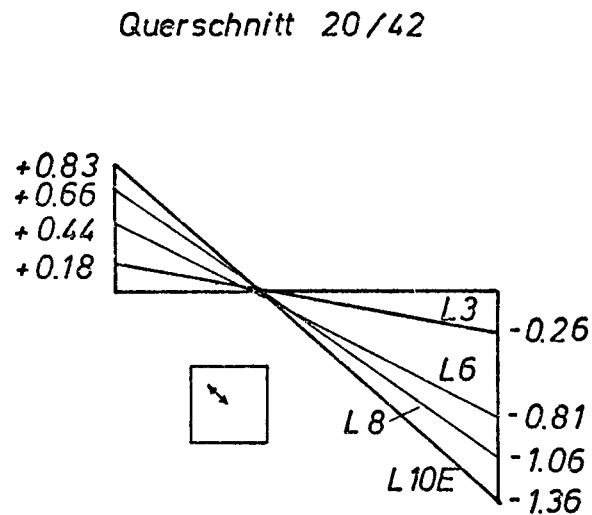
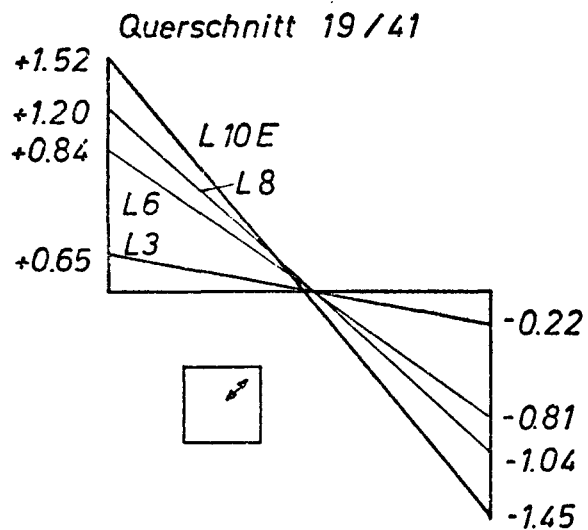


Querschnitt 47/52

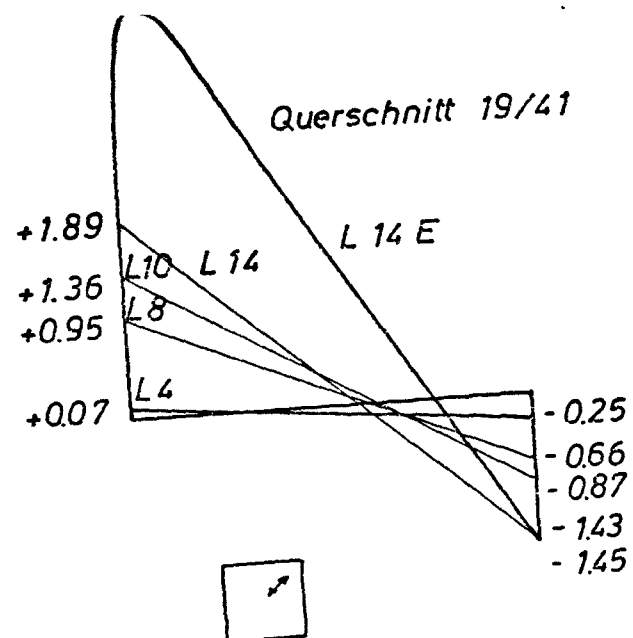


Wand 5 Dehnungen in den diagonalen Punkten [%o.]

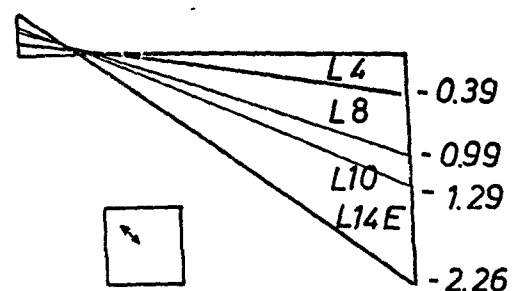
$h/b = 1.0$   
 $e/d = 0.6$   
 $s_k/d = 1.0$



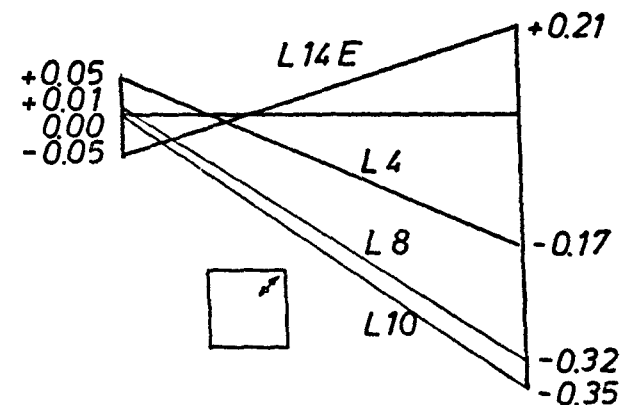
$$\begin{aligned} h/b &= 1.0 \\ e/d &= 0.3 \\ s_k/d &= 20 \end{aligned}$$



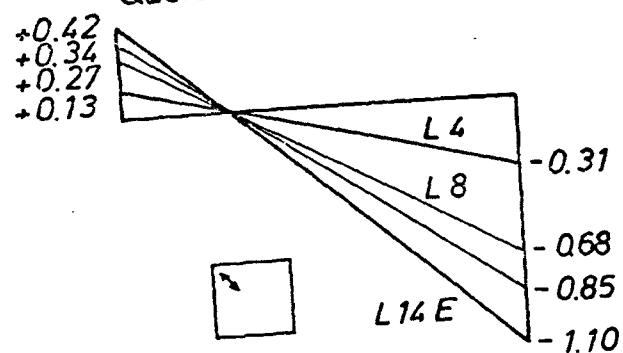
Querschnitt 20/42



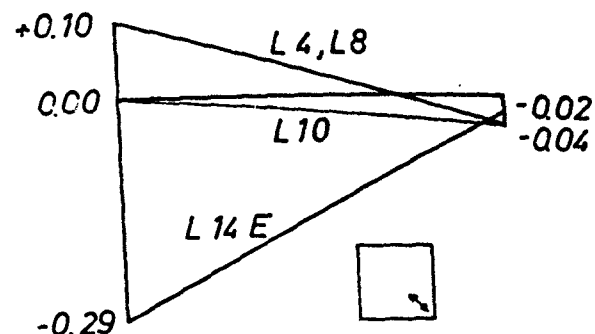
Querschnitt 21/43



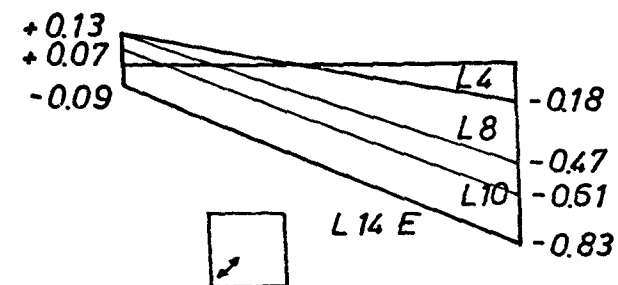
Querschnitt 22/44



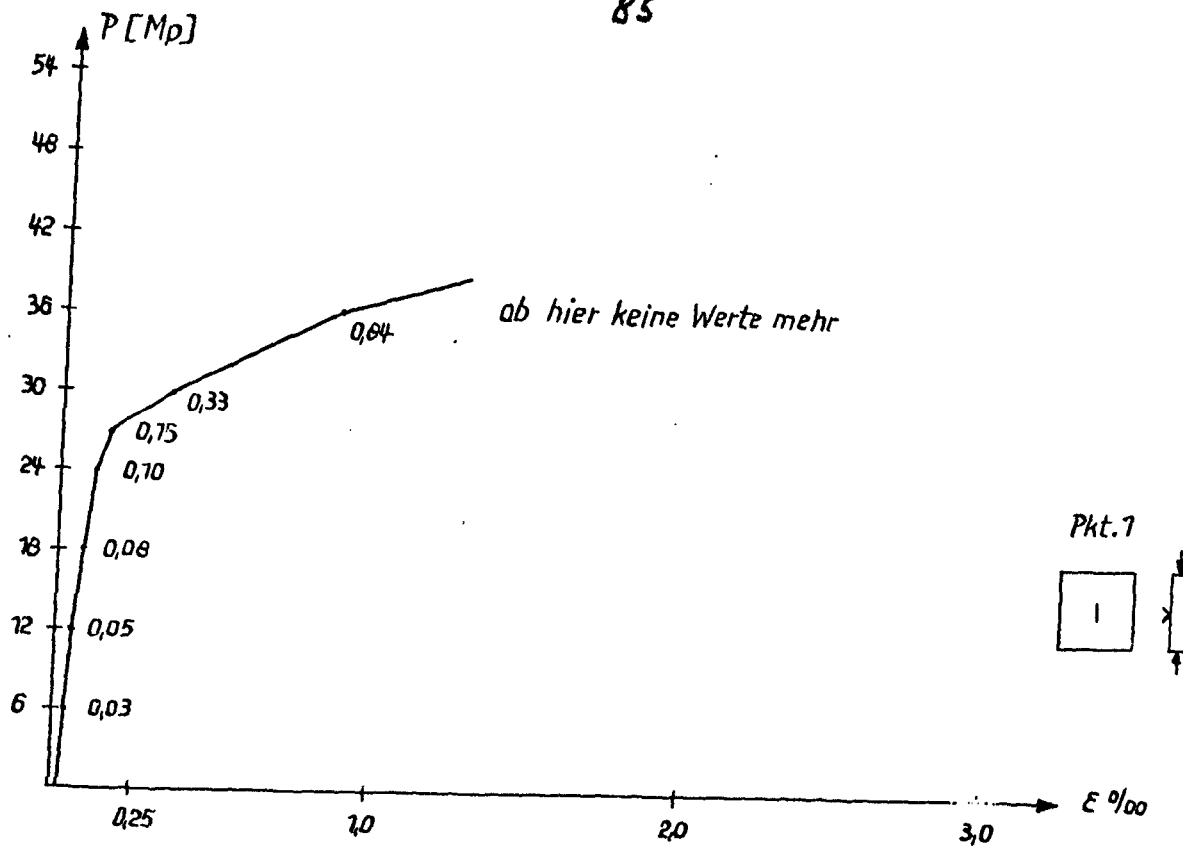
Querschnitt 48/51



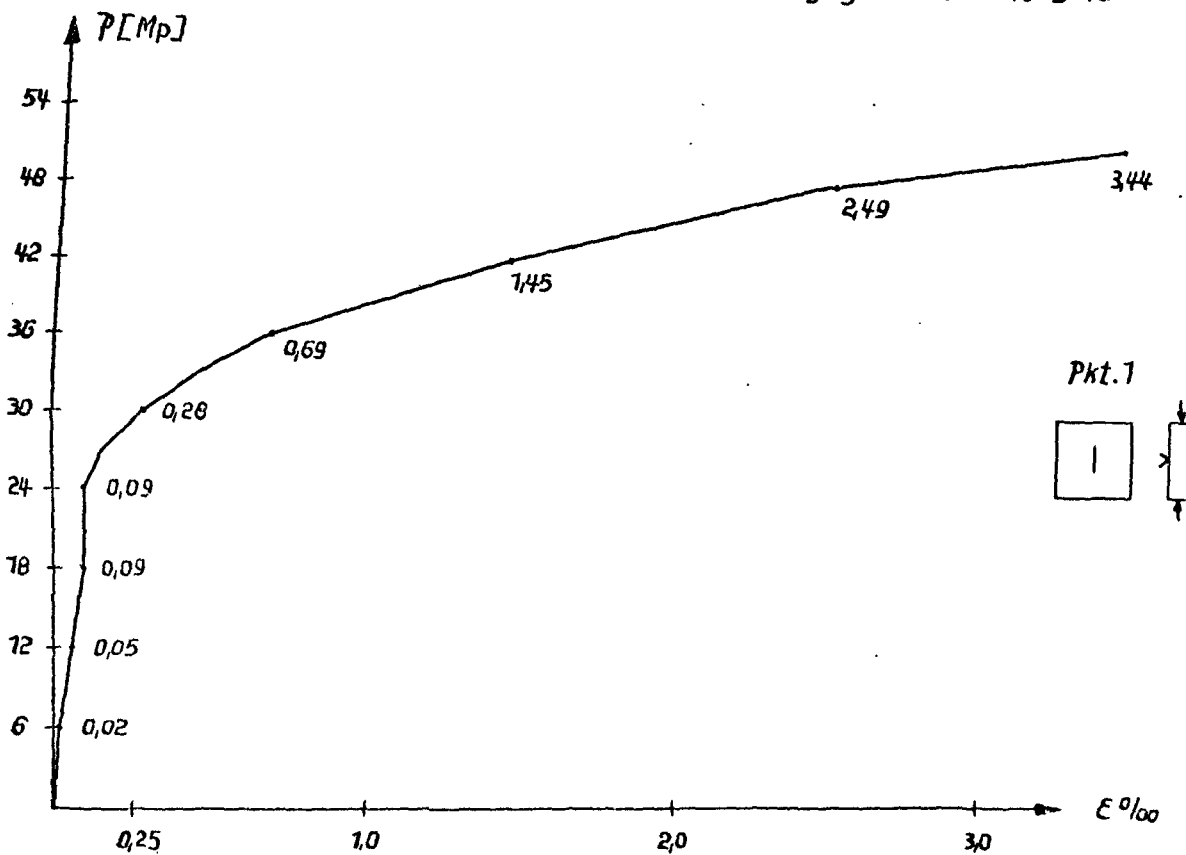
Querschnitt 47/52







Betondehnung gemessen mit DMS



Betondehnung gemessen mit SDM

Zugseite Wand 1  $h/b = 1,0$   
 $e/d = 0,8$   
 $s_K/d = 30$

Wand VI Betondehnung in Pkt.1

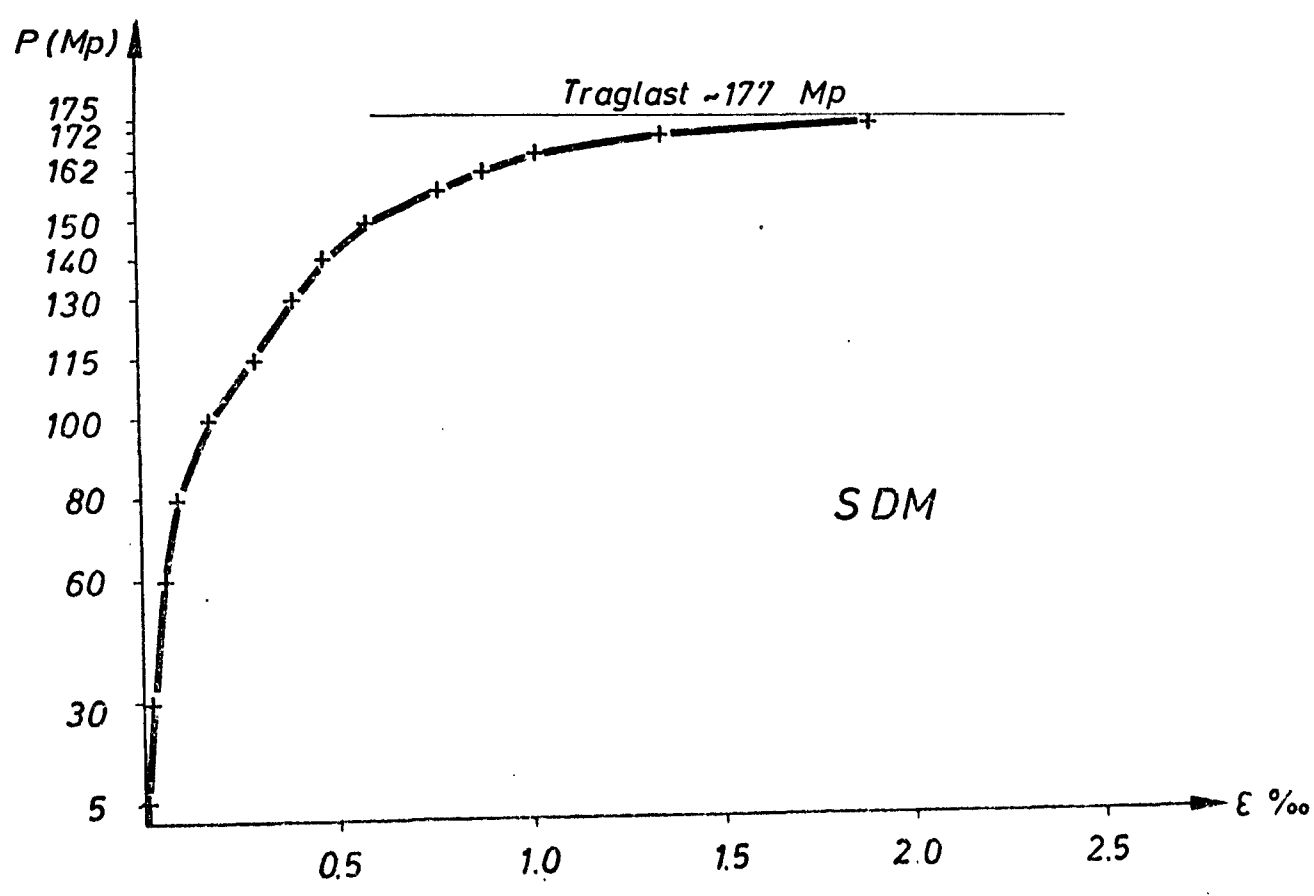
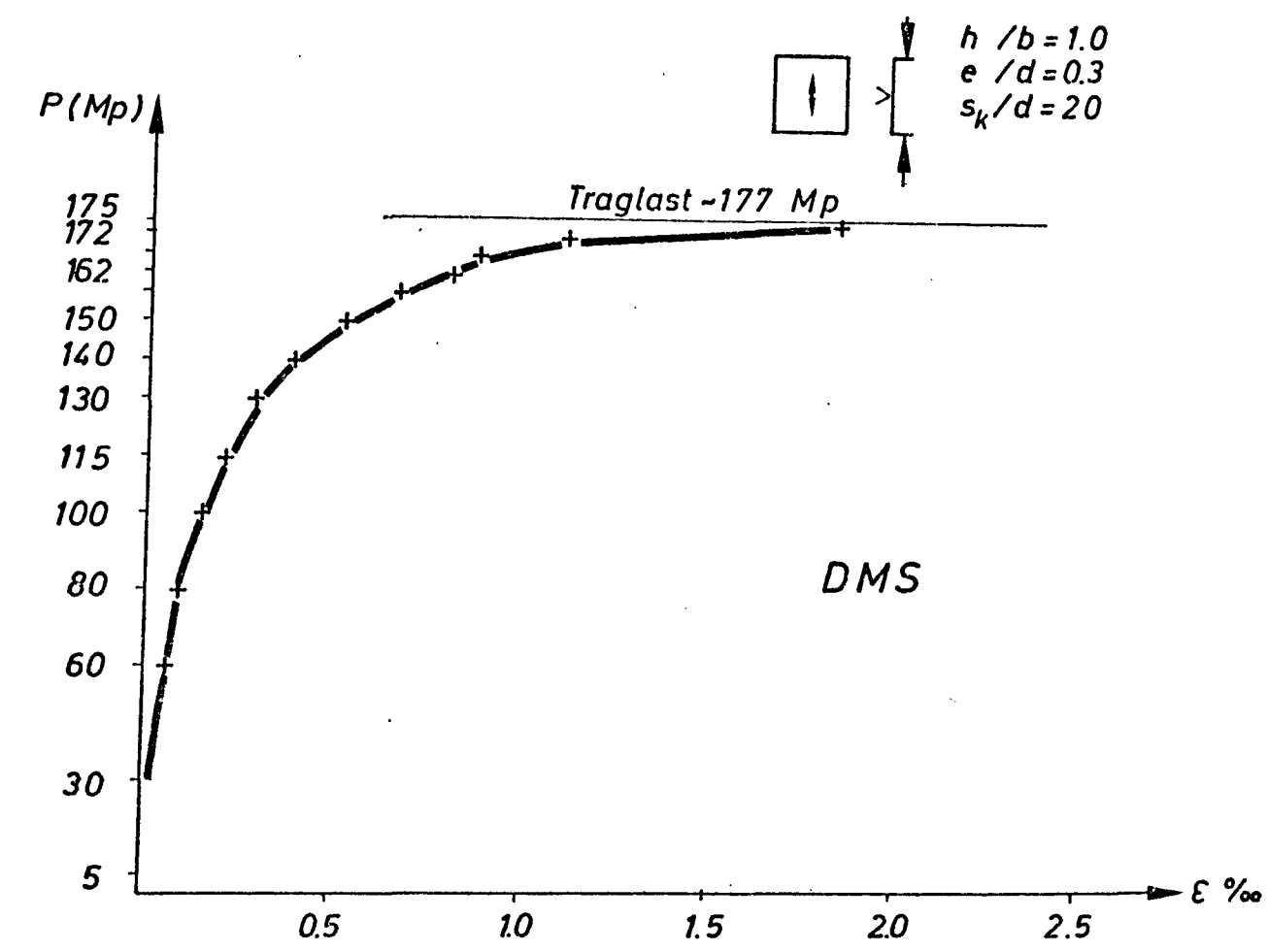


Bild 60

# Betonstauchung in lotrechter Richtung

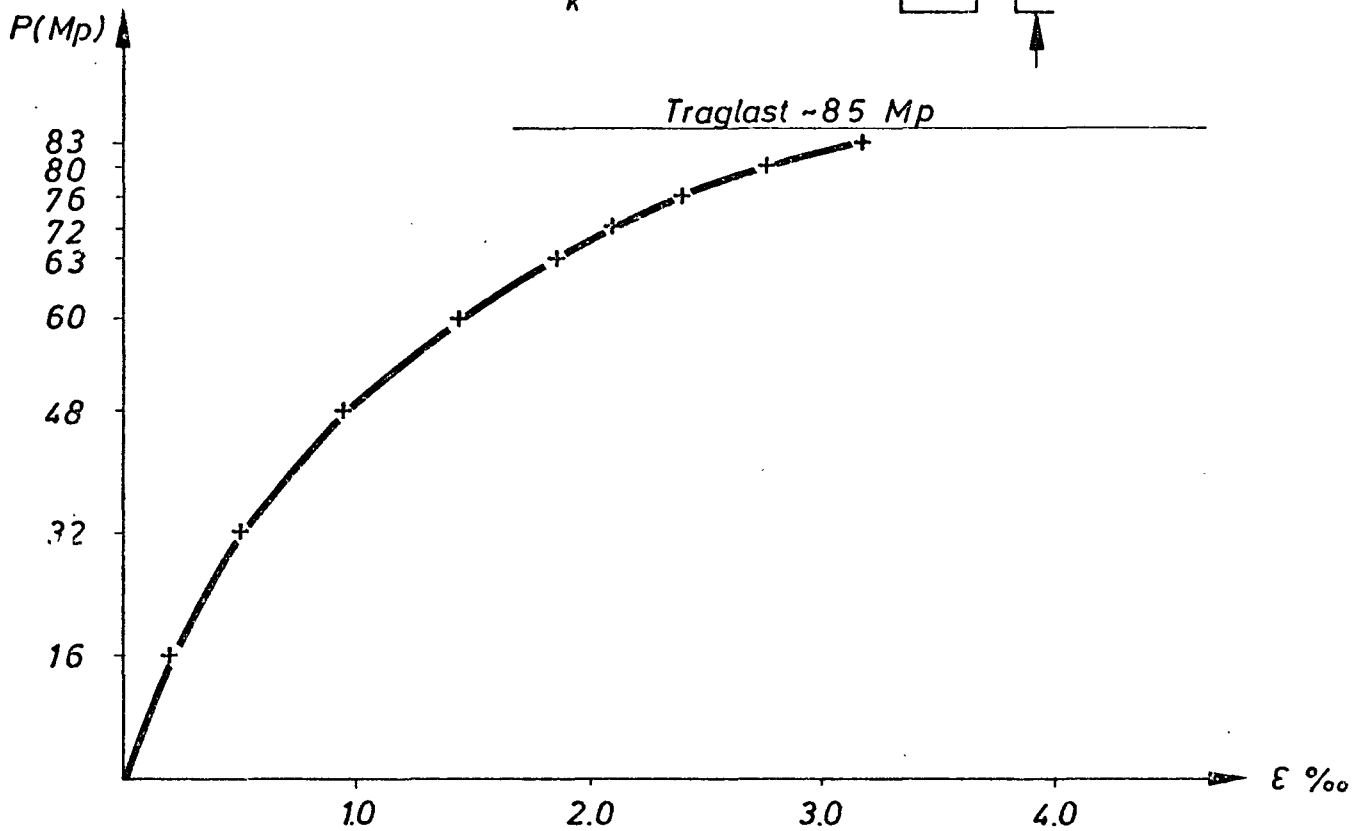
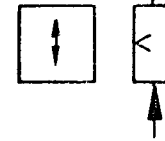
Wand 5

$$h/b = 1.0$$

$$e/d = 0.6$$

$$s_k/d = 2.0$$

Pkt.23



Wand 6

$$h/b = 1.0$$

$$e/d = 0.3$$

$$s_k/d = 2.0$$

Pkt.23

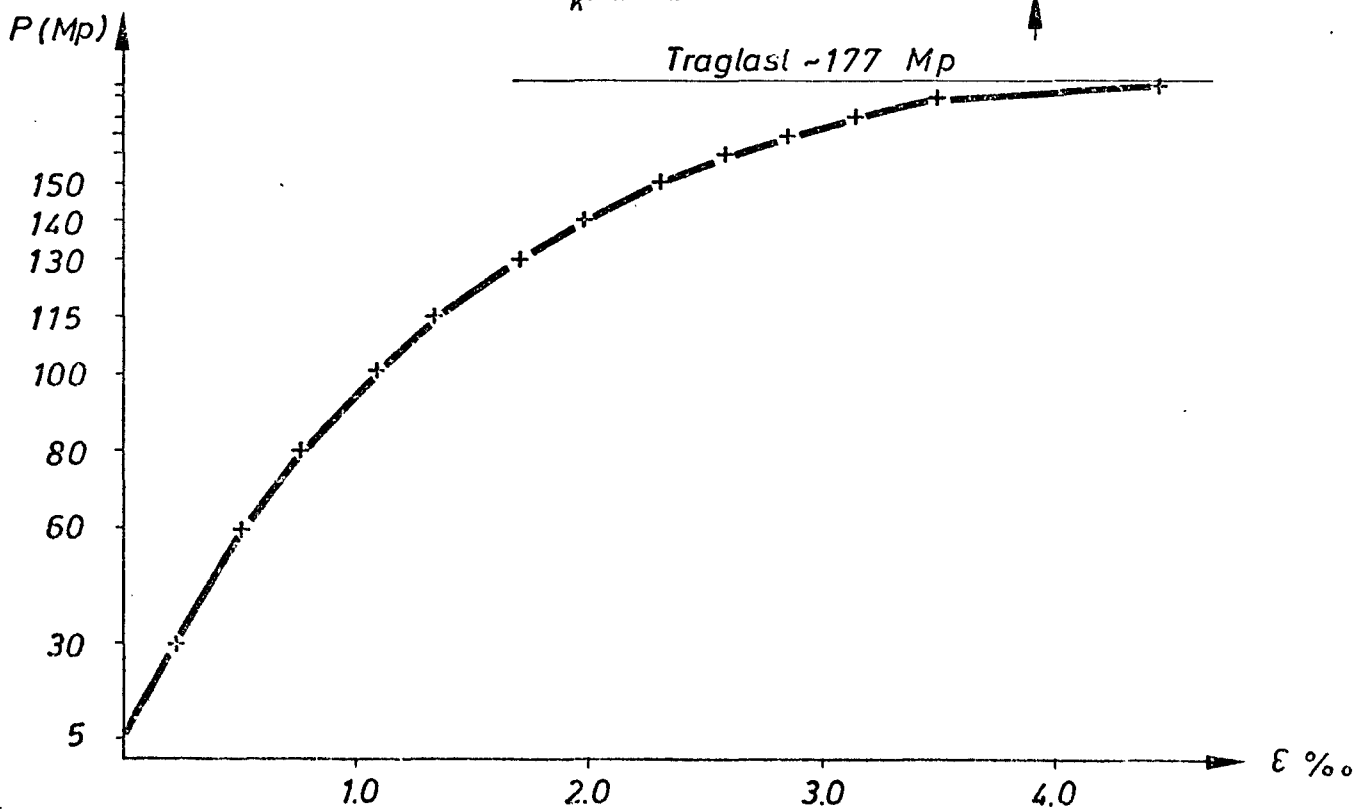
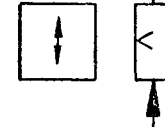
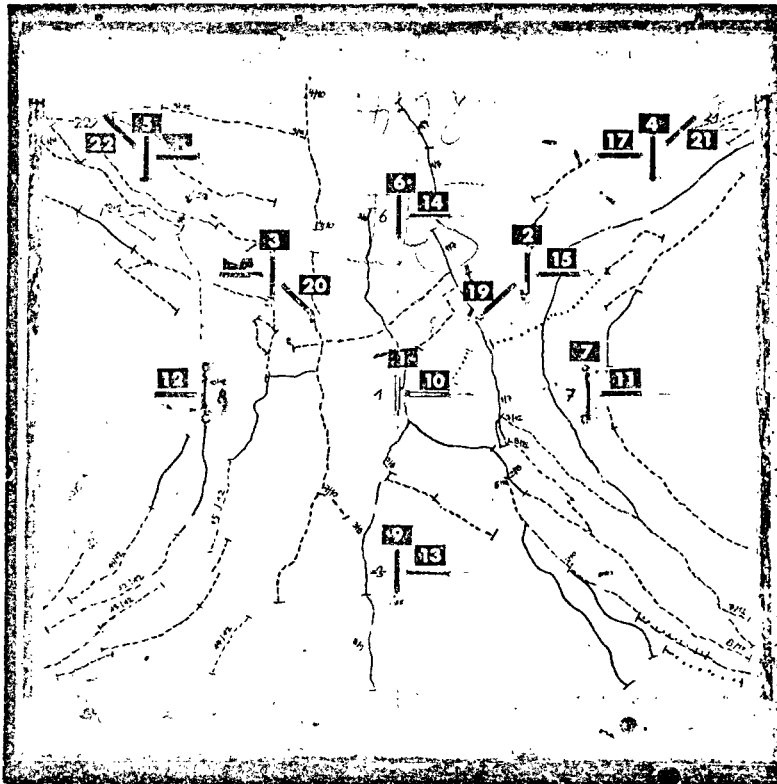
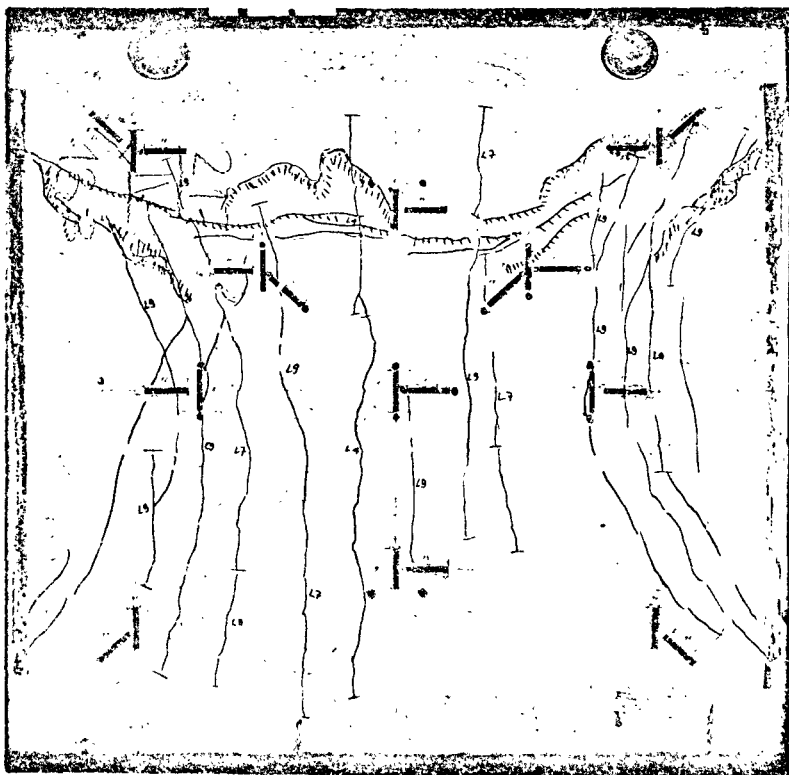


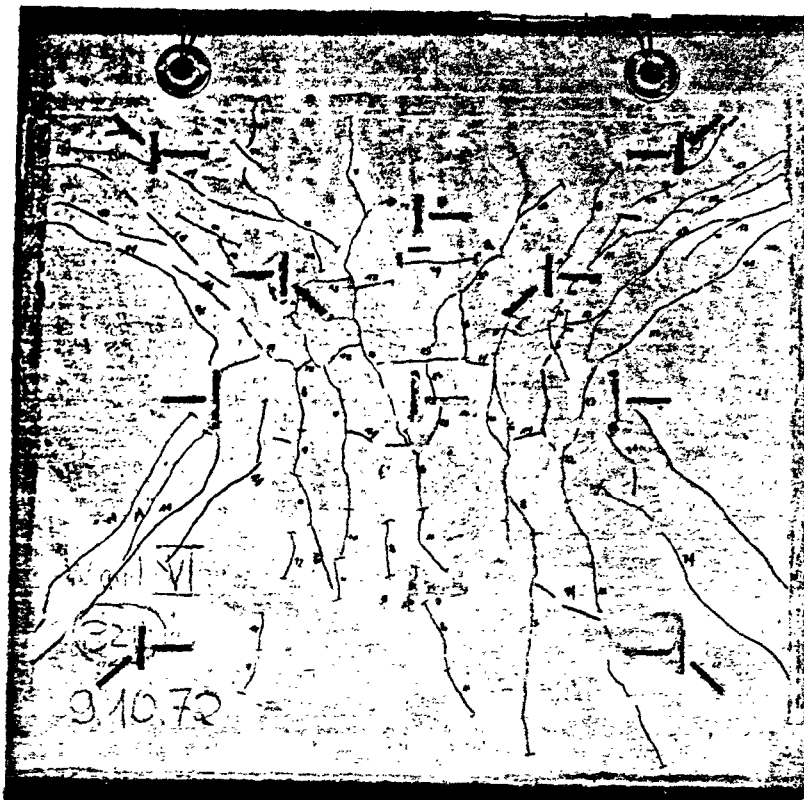
Bild 61



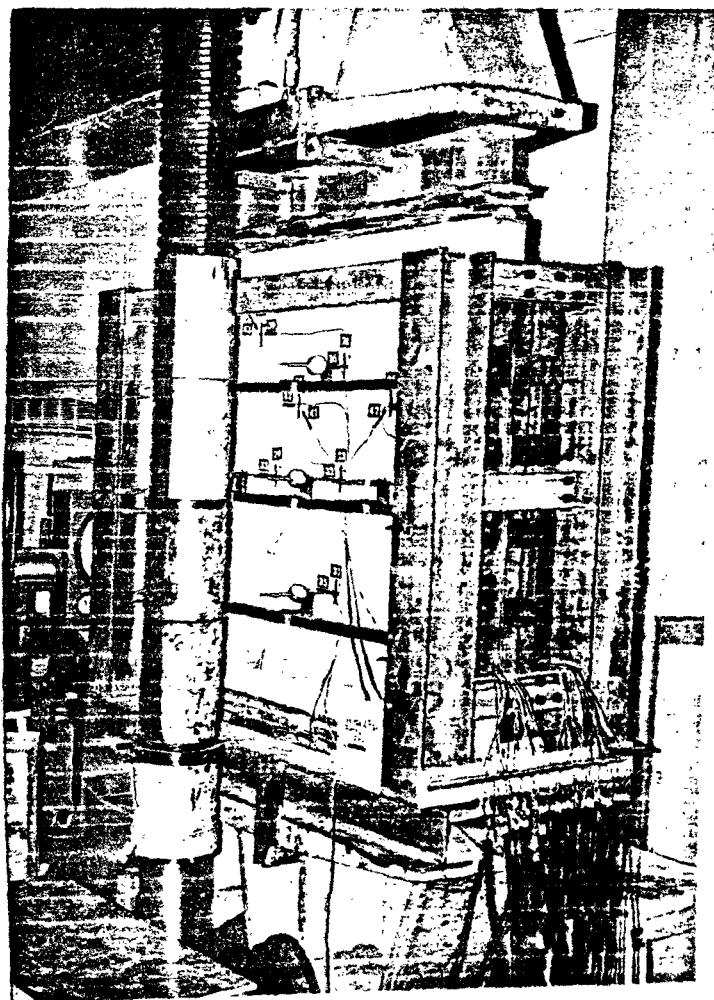
Zugseite Wand I



Zugseite Wand IV



*Zugseite Wand VI*



*Versuchseinrichtung*